

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement Supérieure et de
la Recherche Scientifique

Université MOULOUD MAMMERI Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme MASTER en génie civil.
Option : constructions civiles et industrielles.

Thème

Etude d'un bâtiment (R+8+ S SOL) à usage
d'habitation et commercial en contreventement mixte
avec l'application de logiciel ETABS

Réalisé par :

M^r TAMANI meziane

M^r SADI karim

Encadré par :

M^r Ouguemat ali.

Promotion 2016/2017

REMERCIEMENTS

Nos remerciements s'adressent en premier lieu à Mr Ali Ouguemat qui a bien voulu accepter de diriger et encadrer ce mémoire. À ces remerciements sont naturellement associés l'ensemble des enseignants de l'Institut de génie civil qui nous ont formés et auxquels nous devons tant.

Nous avons une pensée particulière pour nos camarades de la communauté estudiantine de l'Université Mouloud Mammeri et tout spécialement ceux de notre promotion.

Nous ne saurions oublier toutes les personnes qui, à des degrés divers, nous apporté soutien et encouragements dans la réalisation de ce mémoire.

Enfin, nous exprimons notre profonde reconnaissance aux membres du jury qui nous font l'honneur d'évaluer ce mémoire et, par avance, nous leur disons toute notre gratitude pour leurs remarques, leurs propositions et l'intérêt qu'ils manifesteront à l'égard de ce travail.

Dédicace

Ce mémoire est dédié

À Nos très chers parents qui nous ont toujours soutenus tout au long de nos études lesquelles, pour eux, ont représenté un sacrifice substantiel. Nous leur en savons gré et éprouvons à leur égard une dette incommensurable

À nos chères sœurs et frères

À nos familles au sens le plus large

À nos camarades de la promotion 2016 /2017

À ceux qui, à des degrés divers, nous ont soutenus dans ce travail.

Karim et Meziane.

SOMMAIRE

introduction

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et des matériaux 01

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux..... 09

Chapitre III : Calcul des éléments..... 21

III.1 : balcons..... 21

III.2 : acrotère 28

III.3 : plancher 37

III.4 : dalle pleine..... 70

III.5 : Calcul de la salle machine 76

III.6 : escalier..... 85

Chapitre IV : présentation d'Etabs 104

Chapitre V : vérification RPA..... 105

Chapitre VI: Ferrailage des poutres 113

Chapitre VII : Ferrailage des poteaux 129

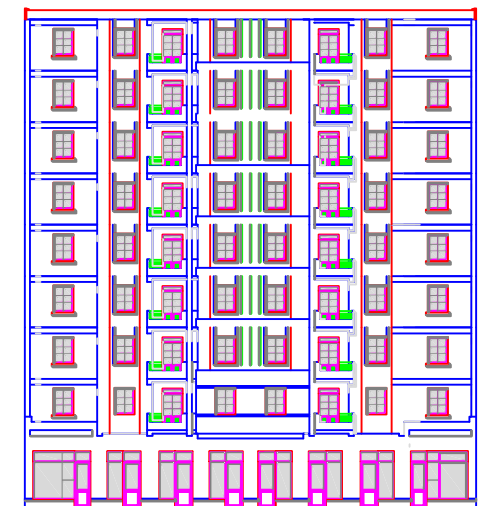
Chapitre VIII : Ferrailage des voiles 142

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure 191

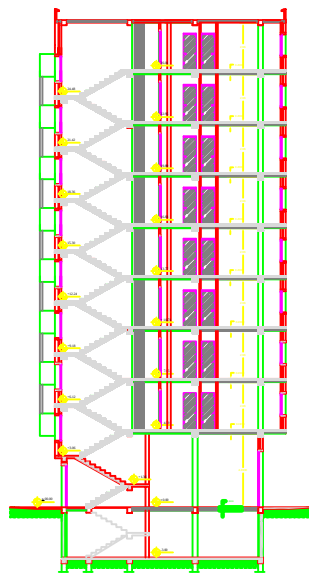
Conclusion

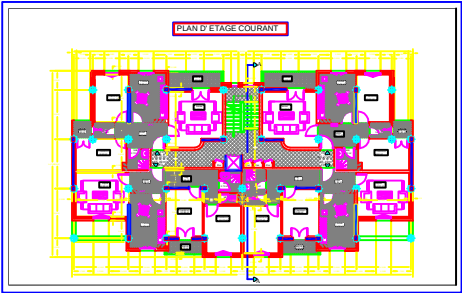
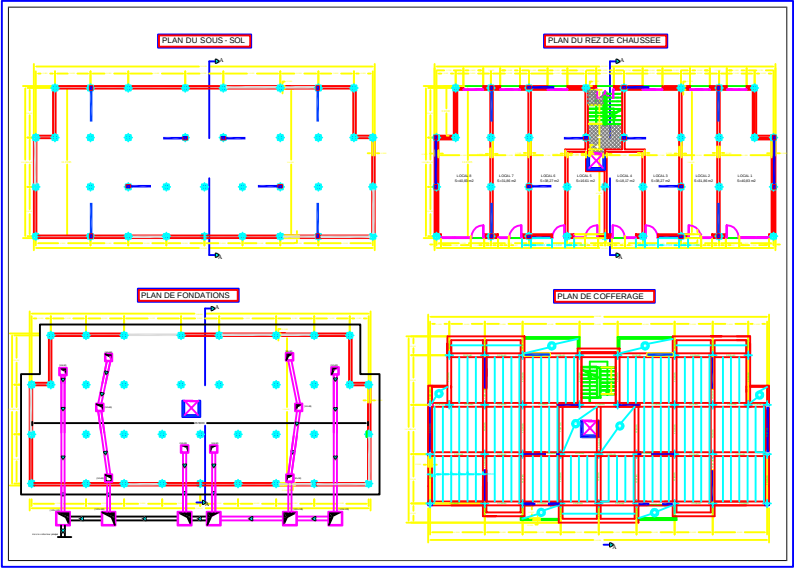
Bibliographie

FACADE PRINCIPALE



COUPE A-A





Introduction

Ce mémoire de master 2 de génie civil porte sur une étude de bâtiment. Les derniers événements sismiques qu'a connus notre pays ont conduit les pouvoirs publics à réexaminer la réglementation en vigueur dans ce domaine. Cette révision a été opérée dans le sens d'une plus grande rigueur et vise à renforcer les normes de sécurité.

Dans ce cadre, les autorités concernées ont établi le RPA (Règlement parasismique algérien) dont la dernière version remonte à 2003. C'est ce texte qui régit en Algérie la construction du bâtiment. Ce sont donc les préconisations de ce règlement qui seront prises en compte dans ce travail.

Toutefois, notre étude prend également en compte d'autres textes à l'instar du Béton armé aux états limites, BAEL91 modifié 99, et des Recueils des normes et des Documents techniques réglementaires (DTR) algériens. L'objet de cette étude porte sur la réalisation d'un bâtiment en (R+8+Sous-sol) à usage d'habitation et commercial avec un contreventement mixte.

Pour modéliser notre projet, nous avons eu recours au logiciel ETABS. Il est arrivé que les résultats fournis par ce logiciel divergent avec les préconisations du RPA. Lorsque nous avons été confrontés à de telles situations, nous avons tranché en faveur du RPA.

Ce mémoire nous a donné un avant-goût de ce qui sépare le savoir théorique acquis à l'université et sa mise en œuvre sur le terrain et nous prépare à la vie professionnelle.

I. Présentation de l'ouvrage et des matériaux

L'objet du Génie civil dans un ouvrage vise à en assurer la stabilité et la durabilité. Il vise également à procurer un maximum de sécurité aux personnes pendant et après sa réalisation tout en minimisant le coût de cette réalisation.

Aussi, avons-nous veillé à ce que dans la présente étude, nos calculs soient conformes aux préconisations des règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique algérien RPA99 (version 2003) et le règlement du Béton armé aux états limites BAEL 91 modifié 99. Dans ce chapitre, nous présentons un descriptif de l'ouvrage avant de donner les matériaux utilisés et les normes appliquées.

I.1. Descriptif de l'ouvrage

I.1.1 Description de l'ouvrage

Notre travail consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+8+Sous-sol) à ossature mixte, contreventée par voiles et portiques. Ce bâtiment est destiné à usage multiple (habitation et commerce).

Cet ouvrage sera implanté dans la wilaya de Tizi-Ouzou, classée par le RPA99 (version 2003) comme zone de moyenne sismicité (Zone II a, site 3). Ce même règlement classe cet ouvrage en groupe 2.

La présente étude va porter sur un bâtiment composé de :

- Un sous sol
- Un rez-de-chaussée à usage commercial
- Etages courants à usage d'habitation
- 01 Cage d'escalier
- 01 Cage d'ascenseur.

La contrainte admissible du sol évaluée par le laboratoire géotechnique spécialisé est dans le cas qui nous préoccupe :

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bars} = 0.2 \text{ MPA}$$

I.1.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

L'ouvrage à pour dimensions :

Longueur totale	26,90 m
Largeur totale en fondation	12,00 m
Largeur totale en élévation	14,70 m
Hauteur du sous sol	03,00 m
Hauteur du RDC	04,59 m
Hauteur d'étage courant	03,06 m
Hauteur total (sans acrotère)	32.07 m

Acrotère	0.50m
----------	-------

I.1.3. Différents éléments de l'ouvrage

I.1.3.1. Ossature

L'immeuble est à ossature mixte. Le contreventement est assuré par des voiles et des portiques (poteaux, poutres) dont la disposition se fait dans les deux sens (longitudinal et transversal).

a. Voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux. Deux types de voiles sont utilisés dans cet ouvrage :

- Voiles périphériques (boîte rigide): disposés à la périphérie du bâtiment, ils sont destinés à reprendre les efforts de poussée et de butée des remblais derrière ces voiles.
- Voiles de contreventements : ils sont destinés à reprendre les efforts horizontaux et une partie des efforts verticaux.

b. Portiques

Ils sont en béton armé, constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales.

I.1.3.2. Planchers

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges.

Il y a deux types de planchers:

- Planchers en corps creux

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

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

- Dalle pleine en béton armé

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

I.1.3.3. Maçonnerie :

Deux types de murs sont présents dans la structure :

- **Les murs extérieurs** : Construits à l'aide de briques creuses, ils sont réalisés en double-cloison de 15cm d'épaisseur à l'extérieur et de 10cm d'épaisseur à l'intérieur avec une lame d'air de 5cm

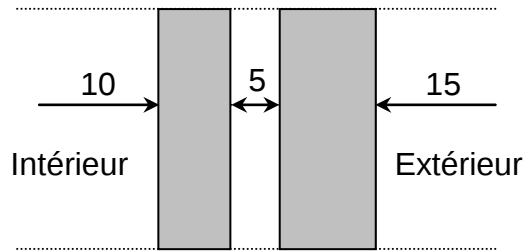


Figure 1.1 : Schéma descriptif du mur extérieur

- **Les murs intérieurs** : Ils sont en simple cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

I.1.3.4. Escaliers :

Ce sont des ouvrages permettant le déplacement entre les différents niveaux, il est composé d'un palier et d'une paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place. Le coulage s'effectuera par étage.

Notre escalier comporte deux volets avec un palier intermédiaire à l'intérieur de l'ouvrage.

I.1.3.5. Cage d'ascenseur :

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseurs qui sera réalisée en voiles coulés sur place.

I.1.3.6. Revêtements :

Les revêtements utilisés sont les suivants :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers
- Céramique pour les salles d'eaux et cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façades, cages d'escaliers et les locaux humides.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

I.1.3.7. Les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle constitue une partie importante de l'ouvrage. Elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier.

Leur choix dépend du type de sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.1.3.8 Système de coffrage :

Nous avons opté pour un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution et un coffrage en bois pour les portiques.

I.2. Matériaux

Les matériaux sont l'ensemble des matières et produits consommables mis en œuvre sur les chantiers de construction.

Notre bâtiment sera réalisé avec une multitude de matériaux, dont le béton et l'acier sont les plus essentiels du point de vue de leur bonne résistance.

I.2.1. Le béton

I.2.1.1.- Définition

Le béton est un mélange dans des proportions préétablies de liant (ciment), avec des granulats (sable, gravier, pierrailles) et de l'eau.

I.2.1.2.- Dosage :

Le **tableau 1** présente la composition d'un mètre cube de béton armé :

Titre du tableau : composition d'un mètre cube de béton

Granulats	Sable	380 à 450 cm ³ (Dg ≤ 5mm)
	Gravillons	750 à 850 cm ³ (Dg ≤ 25mm)
Ciment		300 à 400 Kg
Eau		150 à 200 l

I.2.1.3.- La résistance caractéristique à la compression :

La valeur caractéristique de la résistance du béton à la compression à l'âge de 28 jours (ou plus) est déterminée à partir des essais de compressions des éprouvettes normalisées dont le diamètre est la moitié de la hauteur (Ø=16cm, h=32cm).

Nous prenons $f_{c28} = 25$ MPa.

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \quad (\text{Art.A2.1.11, BAEL91 modifié 99})$$

I.2.1.4- Résistance caractéristique à la traction :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{Art.A2.1.12, BAEL 91 modifié 99})$$

soit pour j=28 :

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

I.2.1.5- Contrainte à la compression

Cette contrainte est caractérisée par deux états limites :

- **ELU (Etat Limite Ultime)** : L'état limite ultime correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture), qui conduisent à la ruine de l'ouvrage. Ce seuil de compression est donné par la formule suivante :

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{Art.A4.3.41, BAEL 91 modifié 99})$$

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

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

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

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

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

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

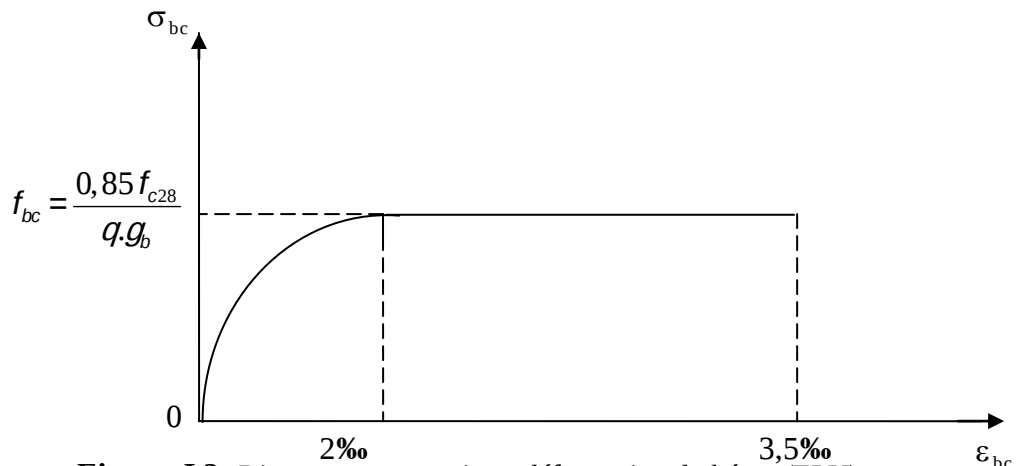


Figure I.3- Diagramme contrainte- déformation du béton (ELU)

- **ELS (Etat Limite de Service)** : C'est l'état au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration.

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$ avec $\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte admissible à l'ELS.

À j = 28 jours $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$.

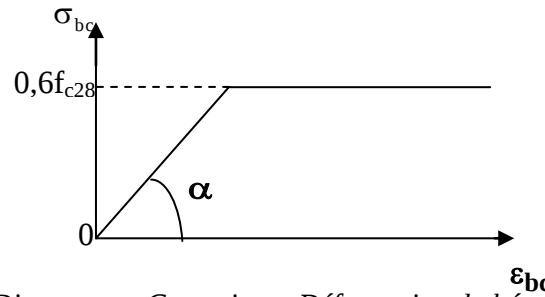


Figure. I.4 - Diagramme Contrainte - Déformation du béton (ELS)

I.2.1.6- Module de déformation longitudinale :

On distingue 2 modules de déformation longitudinale

- **Instantané** : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ en [MPa] (Art A-2.1, 21 BAEL91).

Pour une durée d'application de contraintes normales inférieure à 24 heures.

- **Différé** : $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$ en [MPa] (Art A-2.1, 22 BAEL91).

Pour les charges de longue durée d'application.

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

I.2.1.7- Module de déformation transversale :

D'après la règle (Art .A.2.1.3/BAEL91 modifié 99), le module de déformation transversal est donné par la formule suivante :

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

Avec :

E= module de Young

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

n = coefficient de Poisson

n =0 pour le calcul des déformations si le béton est non fissuré

n =0,2 pour le calcul des déformations si le béton est fissuré.

I. 3. Les aciers

Les aciers sont utilisés pour reprendre les efforts de traction auxquels le béton résiste très mal. Le ferrailage se fera en utilisant les types d'aciers suivants :

- Aciers à haute adhérence H.A (feE400) où $f_e = 400 \text{ MPa}$
- Treillis soudés (TL520) où $f_e = 520 \text{ MPa}$ pour $\varnothing \leq 6 \text{ mm}$
- Treillis soudés (TL500) où $f_e = 500 \text{ MPa}$ pour $\varnothing \geq 6 \text{ mm}$

f_e : limite d'élasticité.

I. 3.1- Module de déformation longitudinale

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa} \quad (\text{Art A.2.2.1, BAEL91 modifié 99})$$

I. 3.2- Coefficient de Poisson

$$\nu = 0.2$$

I. 3.3- Contrainte limite

- **Contrainte limite ultime** (Art A.2.1.2, BAEL91 modifié 99)

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \quad \text{avec}$$

f_e : contrainte d'élasticité de l'acier

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

- **Contrainte limite de service :**

Afin de réduire le risque d'apparition de fissures, et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures, on a été amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues.

Trois cas de fissuration sont possibles.

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

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

Les valeurs exactes obtenues sont :

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

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

b) Fissuration préjudiciable : les éléments sont exposés à des intempéries où ils peuvent être alternativement émergés d'eau.

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

c) Fissuration très préjudiciable

Dans le cas où les éléments sont exposés à des milieux agressifs, la contrainte s_s est donnée par

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

$$h = \text{coefficient de sécurité} \quad \begin{cases} h=1,0 & \text{pour les ronds lisses (R.L)} \\ h=1,6 & \text{pour les hautes adhérences (H.A)} \end{cases}$$

Les valeurs exactes obtenues sont :

- $\overline{\sigma_s} = 165 \text{ MPa}$ pour les HA
- $\overline{\sigma_s} = 130 \text{ MPa}$ pour les RL

I. 3.4 Diagramme contrainte-déformation de l'acier

Nous donnons ci-après le graphique de la contrainte en fonction de la déformation de l'acier.

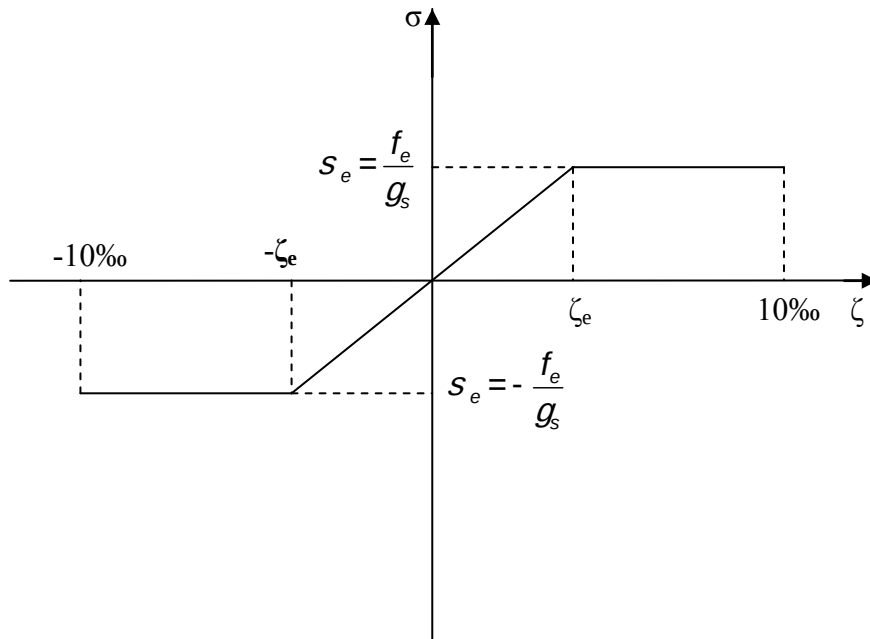


Figure.I.5-Diagramme contrainte-déformation de l'acier

I. Présentation de l'ouvrage et des matériaux

L'objet du Génie civil dans un ouvrage vise à en assurer la stabilité et la durabilité. Il vise également à procurer un maximum de sécurité aux personnes pendant et après sa réalisation tout en minimisant le coût de cette réalisation.

Aussi, avons-nous veillé à ce que dans la présente étude, nos calculs soient conformes aux préconisations des règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique algérien RPA99 (version 2003) et le règlement du Béton armé aux états limites BAEL 91 modifié 99. Dans ce chapitre, nous présentons un descriptif de l'ouvrage avant de donner les matériaux utilisés et les normes appliquées.

I.1. Descriptif de l'ouvrage

I.1.1 Description de l'ouvrage

Notre travail consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+8+Sous-sol) à ossature mixte, contreventée par voiles et portiques. Ce bâtiment est destiné à usage multiple (habitation et commerce).

Cet ouvrage sera implanté dans la wilaya de Tizi-Ouzou, classée par le RPA99 (version 2003) comme zone de moyenne sismicité (Zone II a, site 3). Ce même règlement classe cet ouvrage en groupe 2.

La présente étude va porter sur un bâtiment composé de :

- Un sous sol
- Un rez-de-chaussée à usage commercial
- Etages courants à usage d'habitation
- 01 Cage d'escalier
- 01 Cage d'ascenseur.

La contrainte admissible du sol évaluée par le laboratoire géotechnique spécialisé est dans le cas qui nous préoccupe :

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bars} = 0.2 \text{ MPA}$$

I.1.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

L'ouvrage à pour dimensions :

Longueur totale	26,90 m
Largeur totale en fondation	12,00 m
Largeur totale en élévation	14,70 m
Hauteur du sous sol	03,00 m
Hauteur du RDC	04,59 m
Hauteur d'étage courant	03,06 m
Hauteur total (sans acrotère)	32.07 m

Acrotère	0.50m
----------	-------

I.1.3. Différents éléments de l'ouvrage

I.1.3.1. Ossature

L'immeuble est à ossature mixte. Le contreventement est assuré par des voiles et des portiques (poteaux, poutres) dont la disposition se fait dans les deux sens (longitudinal et transversal).

a. Voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux. Deux types de voiles sont utilisés dans cet ouvrage :

- Voiles périphériques (boîte rigide): disposés à la périphérie du bâtiment, ils sont destinés à reprendre les efforts de poussée et de butée des remblais derrière ces voiles.
- Voiles de contreventements : ils sont destinés à reprendre les efforts horizontaux et une partie des efforts verticaux.

b. Portiques

Ils sont en béton armé, constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales.

I.1.3.2. Planchers

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges.

Il y a deux types de planchers:

- Planchers en corps creux

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

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

- Dalle pleine en béton armé

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

I.1.3.3. Maçonnerie :

Deux types de murs sont présents dans la structure :

- **Les murs extérieurs** : Construits à l'aide de briques creuses, ils sont réalisés en double-cloison de 15cm d'épaisseur à l'extérieur et de 10cm d'épaisseur à l'intérieur avec une lame d'air de 5cm

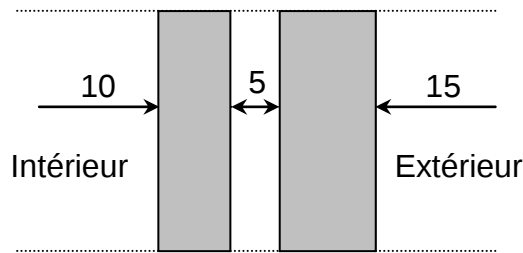


Figure 1.1 : Schéma descriptif du mur extérieur

- **Les murs intérieurs** : Ils sont en simple cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

I.1.3.4. Escaliers :

Ce sont des ouvrages permettant le déplacement entre les différents niveaux, il est composé d'un palier et d'une paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place. Le coulage s'effectuera par étage.

Notre escalier comporte deux volets avec un palier intermédiaire à l'intérieur de l'ouvrage.

I.1.3.5. Cage d'ascenseur :

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseurs qui sera réalisée en voiles coulés sur place.

I.1.3.6. Revêtements :

Les revêtements utilisés sont les suivants :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers
- Céramique pour les salles d'eaux et cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façades, cages d'escaliers et les locaux humides.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

I.1.3.7. Les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle constitue une partie importante de l'ouvrage. Elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier.

Leur choix dépend du type de sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.1.3.8 Système de coffrage :

Nous avons opté pour un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution et un coffrage en bois pour les portiques.

I.2. Matériaux

Les matériaux sont l'ensemble des matières et produits consommables mis en œuvre sur les chantiers de construction.

Notre bâtiment sera réalisé avec une multitude de matériaux, dont le béton et l'acier sont les plus essentiels du point de vue de leur bonne résistance.

I.2.1. Le béton

I.2.1.1.- Définition

Le béton est un mélange dans des proportions préétablies de liant (ciment), avec des granulats (sable, gravier, pierrailles) et de l'eau.

I.2.1.2.- Dosage :

Le **tableau 1** présente la composition d'un mètre cube de béton armé :

Titre du tableau : composition d'un mètre cube de béton

Granulats	Sable	380 à 450 cm ³ (Dg ≤ 5mm)
	Gravillons	750 à 850 cm ³ (Dg ≤ 25mm)
Ciment		300 à 400 Kg
Eau		150 à 200 l

I.2.1.3.- La résistance caractéristique à la compression :

La valeur caractéristique de la résistance du béton à la compression à l'âge de 28 jours (ou plus) est déterminée à partir des essais de compressions des éprouvettes normalisées dont le diamètre est la moitié de la hauteur (Ø=16cm, h=32cm).

Nous prenons $f_{c28} = 25$ MPa.

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \quad (\text{Art.A2.1.11, BAEL91 modifié 99})$$

I.2.1.4- Résistance caractéristique à la traction :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{Art.A2.1.12, BAEL 91 modifié 99})$$

soit pour j=28 :

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

I.2.1.5- Contrainte à la compression

Cette contrainte est caractérisée par deux états limites :

- **ELU (Etat Limite Ultime)** : L'état limite ultime correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture), qui conduisent à la ruine de l'ouvrage. Ce seuil de compression est donné par la formule suivante :

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{Art.A4.3.41, BAEL 91 modifié 99})$$

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

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

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

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

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

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

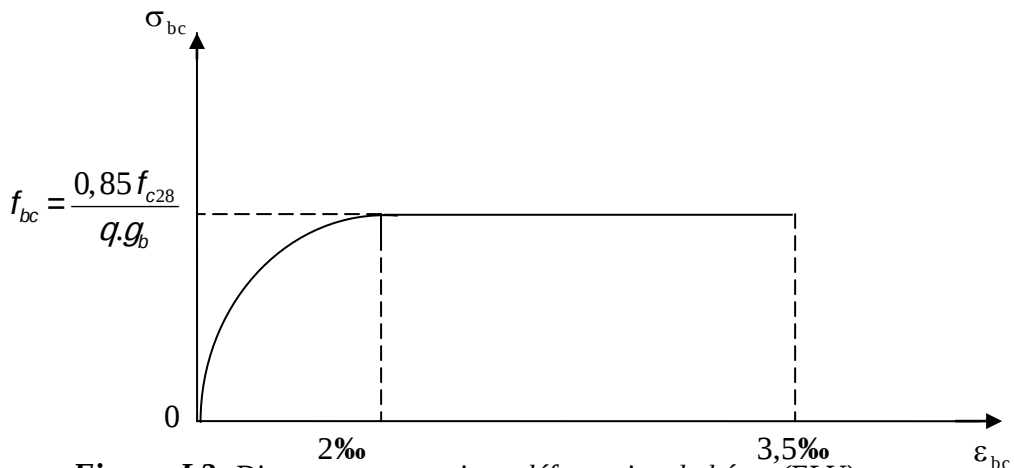


Figure I.3- Diagramme contrainte- déformation du béton (ELU)

- **ELS (Etat Limite de Service)** : C'est l'état au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration.

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$ avec $\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte admissible à l'ELS.

À j = 28 jours $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$.

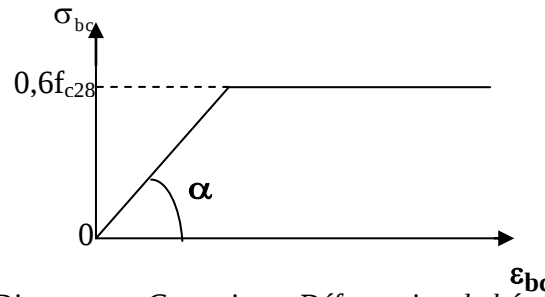


Figure. I.4 - Diagramme Contrainte - Déformation du béton (ELS)

I.2.1.6- Module de déformation longitudinale :

On distingue 2 modules de déformation longitudinale

- **Instantané :** $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ en [MPa] (Art A-2.1, 21 BAEL91).

Pour une durée d'application de contraintes normales inférieure à 24 heures.

- **Différé :** $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$ en [MPa] (Art A-2.1, 22 BAEL91).

Pour les charges de longue durée d'application.

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

I.2.1.7- Module de déformation transversale :

D'après la règle (Art .A.2.1.3/BAEL91 modifié 99), le module de déformation transversal est donné par la formule suivante :

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

Avec :

E= module de Young

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

n = coefficient de Poisson

n =0 pour le calcul des déformations si le béton est non fissuré

n =0,2 pour le calcul des déformations si le béton est fissuré.

I. 3. Les aciers

Les aciers sont utilisés pour reprendre les efforts de traction auxquels le béton résiste très mal. Le ferrailage se fera en utilisant les types d'aciers suivants :

- Aciers à haute adhérence H.A (feE400) où $f_e = 400 \text{ MPa}$
- Treillis soudés (TL520) où $f_e = 520 \text{ MPa}$ pour $\varnothing \leq 6 \text{ mm}$
- Treillis soudés (TL500) où $f_e = 500 \text{ MPa}$ pour $\varnothing \geq 6 \text{ mm}$

f_e : limite d'élasticité.

I. 3.1- Module de déformation longitudinale

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa} \quad (\text{Art A.2.2.1, BAEL91 modifié 99})$$

I. 3.2- Coefficient de Poisson

$$\nu = 0.2$$

I. 3.3- Contrainte limite

- **Contrainte limite ultime** (Art A.2.1.2, BAEL91 modifié 99)

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \quad \text{avec}$$

f_e : contrainte d'élasticité de l'acier

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

- **Contrainte limite de service :**

Afin de réduire le risque d'apparition de fissures, et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures, on a été amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues.

Trois cas de fissuration sont possibles.

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

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

Les valeurs exactes obtenues sont :

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

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

b) Fissuration préjudiciable : les éléments sont exposés à des intempéries où ils peuvent être alternativement émergés d'eau.

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

c) Fissuration très préjudiciable

Dans le cas où les éléments sont exposés à des milieux agressifs, la contrainte s_s est donnée par

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

$$h = \text{coefficient de sécurité} \quad \begin{cases} h=1,0 & \text{pour les ronds lisses (R.L)} \\ h=1,6 & \text{pour les hautes adhérences (H.A)} \end{cases}$$

Les valeurs exactes obtenues sont :

- $\overline{\sigma_s} = 165 \text{ MPa}$ pour les HA
- $\overline{\sigma_s} = 130 \text{ MPa}$ pour les RL

I. 3.4 Diagramme contrainte-déformation de l'acier

Nous donnons ci-après le graphique de la contrainte en fonction de la déformation de l'acier.

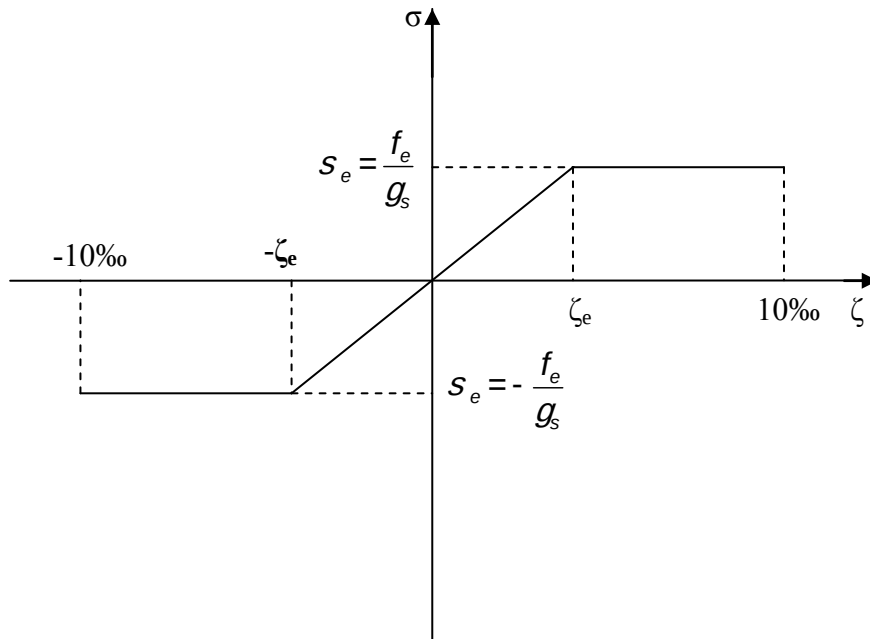


Figure.I.5-Diagramme contrainte-déformation de l'acier

III.1. Calcul des balcons :

L'ouvrage qu'on étudie comporte des balcons et vu l'importance des charges qui agissent sur lui, on a opté à les faire en dalle pleine.

Le balcon est assimilé à une console encastrée à une extrémité, réalisée en dalle pleine coulée sur place.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :

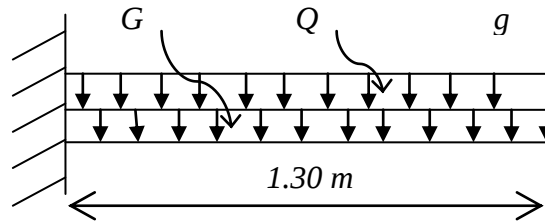


Figure III.1.1 : Schéma statique du balcon

G : charge permanente uniformément réparties due au poids propre de la dalle pleine.

Q : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.

g : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

III.1.1. Dimensionnement du balcon :

Pour les dalles pleines reposant sur un seul appui, leur épaisseur est déterminée comme suit :

$$e_p = \frac{l}{10} = \frac{130}{10} = 13 \text{ cm}$$

On optera pour une épaisseur de 15 cm.

III.1.2. Détermination des charges et surcharges du balcon :

- Charges permanentes :

Tableau III.1.1: Charges permanentes du balcon

Eléments		Charges permanentes (KN/m ²)	Résultats (KN/m ²)
Dalle pleine ($e_p=0.15m$)		25×0.15	3.75
Revêtements	Carrelage	22×0.02	0.44
	Mortier de pose	22×0.02	0.44
	Couche de sable	18×0.02	0.36
	Enduit de ciment	18×0.02	0.36
Somme (G)			5.35

- Charge concentrée (Poids propre du garde corps) :

Tableau III.1.2 : Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde corps

Eléments	Charges permanentes (KN/m ²)	Résultats (KN/m ²)
Brique ($e_p=0.1m$)	9×0.10	0.90
Enduit de ciment ($e_p=2cm$)	$18 \times 0.02 \times 2$	0.72
Somme (g)		1.62

- Surcharge d'exploitation :

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

III.1.3. Combinaisons de charges :

- A l'ELU :

➤ La dalle :

$$q_u = (1.35G + 1.5 Q) \times 1m = (1.35 \times 5.35) + (1.5 \times 3.5) = 12.47 \text{ KN/ml}$$

➤ Le garde corps :

$$g_u = (1.35 \times g) \times 1 m = 1.35 \times 1.62 = 2.187 \text{ KN}$$

- A l'ELS :

➤ La dalle :

$$q_s = (G + Q) \times 1 m = 5.35 + 3.5 = 8.85 \text{ KN}$$

➤ Le garde corps :

$$g_s = g = 1.62 \text{ KN/ml}$$

III.1.4. Calcul des moments fléchissant :

- A l'ELU :

Diagrammes des moments

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + g_u \times l$$

$$M_u = \frac{12.47 \times (1.3)^2}{2} + 2.187 \times 1.3 = 13.38 \text{ KN.m}$$

- A l'ELS :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + g_s \times l$$

$$M_s = \frac{8.85 \times (1.3)^2}{2} + 1.62 \times 1.3 = 9.58 \text{ KN.m}$$

III.1.5. Ferrailage :

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

• Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{13.38 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.2} = 0.06 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.06 \Rightarrow \beta = 0.969$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{13.38 \times 10^3}{0.969 \times 12.5 \times 348} = 3.17 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA10** = 3.93 cm^2 avec $S_t = 20 \text{ cm}$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Soit une section de **3HA8** = 1.50 cm^2 avec $S_t = 33 \text{ cm}$

III.1.6. Vérifications à l'ELU :

1) Conditions de non fragilité : (A.4.2,1/BAEL91modifié 99)

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.51 \text{ cm}^2 < A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2) Vérification de l'entraînement des barres : (A.6.1,3/BAEL91modifié 99)

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$V_u = q_u \times l + g_u$$

Diagrammes des efforts tranchants

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \times f_{t28} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{avec : } \psi = 1.5$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 5 \times 3.14 \times 10 = 157 \text{ mm}$$

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{18.4 \times 10^3}{0.9 \times 125 \times 157} = 1.04 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3) Vérification au cisaillement : (A.5.1,2/BAEL91modifié 99)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{18.4 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.147 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4) Vérification de l'espacement des barres : (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99)

- Armatures principales :

$$S_{t1} = 20 \text{ cm} < \min \{3h ; 33\} = 33 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Armatures de répartition :

$$S_{t2} = 33 \text{ cm} < \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.1.7. Vérification à l'ELS :

Il faut vérifier les conditions suivantes :

La contrainte dans les aciers $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

B.1) Dans l'acier :

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

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

Avec : $\eta = 1,6$: coefficient de fissuration

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \left\{ 266,6, 201,63 \right\}$$

$$\boxed{\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

On a : $\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 12.5} = 0,314$

D'où : $\sigma_{st} = \frac{9.58 \times 10^3}{0,912 \times 12.5 \times 3.93} = 213.83 \text{ MPa}$

$$\boxed{\sigma_{st} = 213.83 \text{ MPa}}$$

Conclusion :

$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow$ La condition n'est pas vérifiée

Il faut calculer les armatures à L'ELS

$$\mu_1 = \frac{M_s}{bd^2 \sigma_{st}} = \frac{9.58 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 201.63} = 0.003 \Rightarrow \mu_1 = 0.003 \quad \Rightarrow \beta_1 = 0.91$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta_1 d \sigma_s} = \frac{9.58 \times 10^3}{0.91 \times 12.5 \times 201.63} = 4.18 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.18 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA12** = 5.65 cm^2 avec **$S_t = 20 \text{ cm}$**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 12.5} = 0.452 \quad \Rightarrow \beta_1 = 0.898$$

$$\sigma_{st} = \frac{9.58 \times 10^3}{0.898 \times 12.5 \times 5.65} = 151.05 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

B.2) Dans le béton :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s$$

$$\text{Avec : } k = \frac{1}{k_1}$$

$$\beta_1 = 0.898 \quad \Rightarrow k_1 = 34.02$$

$$\text{D'où } k = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{34.02} = 0.029 \quad \Rightarrow k = 0.029$$

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s = 0.029 \times 151.05 = 4.44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.44 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ La condition est vérifiée alors, il n'y a pas de fissuration dans le béton Comprimée.

• Longueur de scellement :

La longueur de scellement droit est donnée par :

$$l_s = - \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.0 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.27 \text{ cm} . \quad \text{Soit : } l_s = 40 \text{ cm}$$

Pour des raisons de pratique on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après l'article (A.6.1, 253/BAEL91 modifié 99) est fixée pour les barres à haute adhérence à :

$$L_r = 0.4 L_s = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

⇒ On adopte : $L_r = 16 \text{ cm}$.

Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n'y a pas lieu de vérifier la flèche:

$$1/ \frac{e}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{15}{130} = 0,115 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2/ \frac{e}{L} \geq \frac{Mt}{10.M_0} \Rightarrow \frac{15}{130} = 0,115 > \frac{9.58}{10(13.38)} = 0,076 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{5,65}{12.5 \times 100} = 0,0045 < \frac{3,6}{400} = 0,009 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

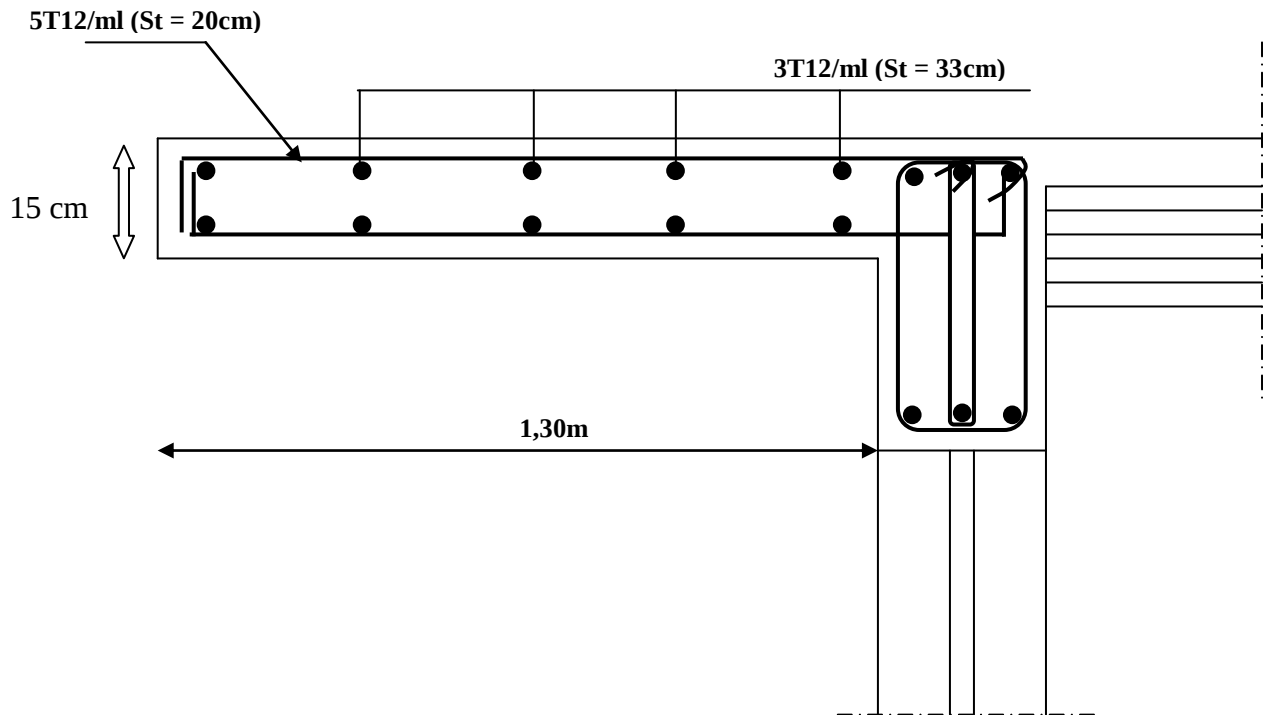


Figure. III.1.2 : Ferrailage du balcon

III.2 Acrotère :

III.2.1. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural de la structure (il ne fait pas partie du système de contreventement). Il assure la sécurité au niveau de la terrasse.

L'acrotère est assimilé console encastrée au niveau de la poutre du plancher terrasse.

Son ferrailage se calcule sous l'effet de :

- L'effort normal G dû à son poids propre.
- La poussée Q due à la main courante.
- L'effort sismique.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont préjudiciables et le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS pour une bande de 1 m.

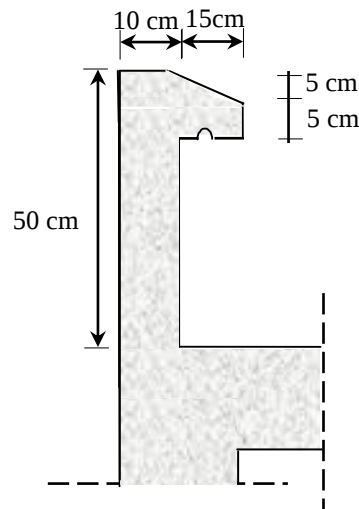


Fig. III.1. Coupe verticale de l'acrotère

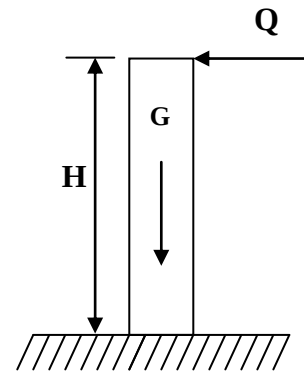


Fig. III.2. Schéma statique

III.2.1.1- Les sollicitations :

- Effort normal dû au Poids propre G : $G = \rho \cdot S \cdot 1m$

Avec :

ρ : masse volumique du béton = $2500 \text{ kg/m}^3 = 25 \text{ KN/m}^3$.

S : section longitudinale de l'acrotère.

$$G = 25 \left[(0,5 \times 0,1) + (0,15 \times 0,1) - \left(\frac{0,05 \times 0,15}{2} \right) \right] = 1,53 \text{ KN}.$$

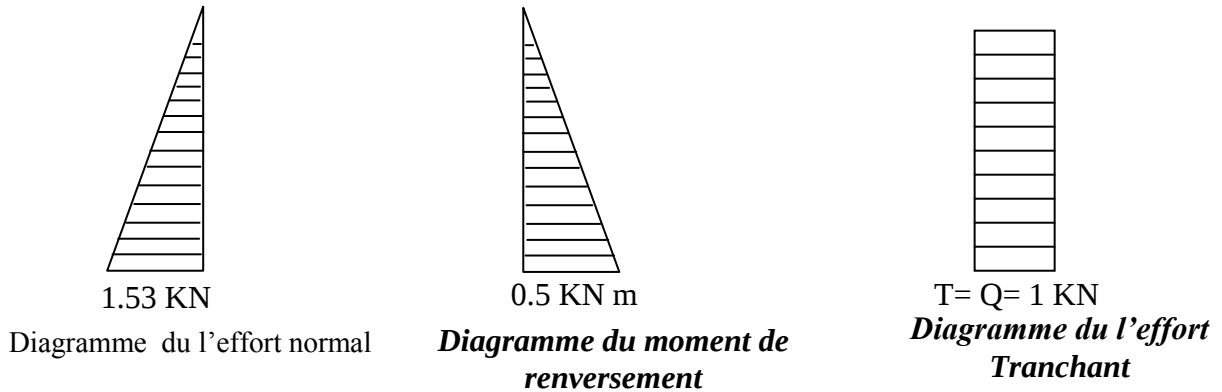
- Surcharge due à la poussée latérale Q : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

- Moment de renversement M_Q dû à Q : $M_Q = Q h = 1 \times 0,5 = 0,5 \text{ KN m}$

- Effort normal dû au poids propre G : $N_G = G \times 1 \text{ ml} = 1,53 \text{ KN}$

- Effort tranchant dû à la surcharge Q : $T_Q = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$

- Moment de flexion dû à G : $M_G = 0$



III.2.1.2- Les combinaisons de charges :

✓ **A L'ELU :**

$$\begin{cases} N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q = 1.35 \times 1.53 = 2.065 \text{ KN} \\ M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.5 = 0.75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **A L'ELS :**

$$\begin{cases} N_s = N_G + N_Q = 1.53 \text{ KN} \\ M_s = M_G + M_Q = 0.5 \text{ KN.m} \end{cases}$$

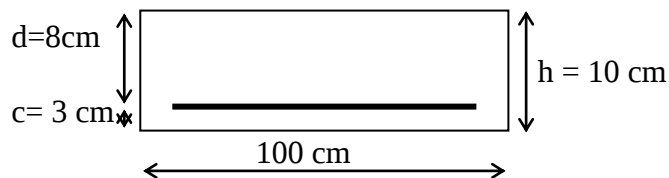
III.2.1.3- Ferrailage :

Le calcul se fera à L'ELU puis vérifié à L'ELS.

☞ **Remarque :**

Les résultats des sollicitations se résument en un effort normal de compression N et un moment de flexion M.

Le ferrailage revient à l'étude d'une section rectangulaire (Figure x) soumise à la flexion composée (de hauteur $H = 10 \text{ cm}$ et de largeur $b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$). Pour se faire, on utilise l'organigramme de calcul, approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif M_f , afin de déterminer les armatures fictives A_f , puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles A.



Titre : Figure :

III.2.1.3.1- Calcul à L'ELU :

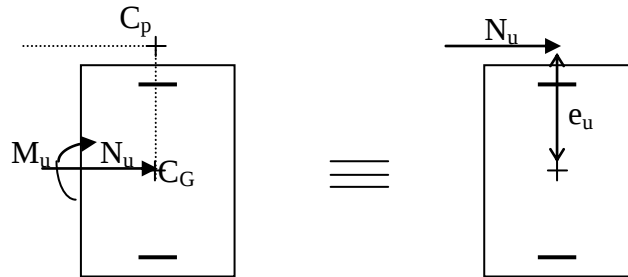
a)- Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.75}{2.065} = 0.3632 \text{ m}$$

$$a = \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

$$e_u > a$$

a : Distance entre le CDG de la section et de CDG des armatures tendues.



Le centre de pression « Cp » est à l'extérieur de la section limitée par les armatures ; N est un effort de compression neutre à l'extérieur. $\Rightarrow$ SPC (section partiellement comprimée).

Donc la section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif. Puis se ramène à la flexion composée.

b)- Calcul en flexion simple :

✓ Moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0.75 + 2.065 \times (0.02) = 0.8 \text{ KN.m}$$

$$M_f = 0.8 \text{ KN m}$$

✓ Moment réduit:

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.8 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.0089 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu = 0.0089 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{section simplement armée} \Rightarrow \beta = 0.9955$$

✓ **Armatures fictives :**

$$\sigma_{st} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.8 \times 10^3}{0.9955 \times 8 \times 348} = 0.29 \text{ cm}^2$$

c)- Calcul en flexion composée :

✓ **La section des armatures réelles :** (en flexion composée)

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

$$A_u = 0.29 - \frac{2.065 \times 10}{348} = 0.23 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0.23 \text{ cm}^2$$

III.2.1.3.2- Les vérifications à l'ELU :

✓ **Vérification de la condition de non fragilité du béton :**
(Art A-4.2.1, BAEL 91)

$$A \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \right] \quad \text{avec :}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.5}{1.53} = 0.3268 \text{ m}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa} \quad \text{D'où :}$$

$$A_{\min} = 0.23 \frac{100 \times 8 \times 2.1}{400} \left[\frac{32.08 - 0.445 \times 8}{32.08 - 0.185 \times 8} \right] = 0.90 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0.23 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.90 \text{ cm}^2$$

La condition étant non vérifiée, on adoptera la section minimale d'armatures $A_{\min}$.

$$A = A_{\min} = 0.90 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{\text{adopté}} = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{\text{adopté}}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 3 \text{ HA } 6 = 0.85 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = 16 \text{ cm}$$

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement :** (Art A.5.1.1 / BAEL 91).

La fissuration est préjudiciable, donc : $\tau = \tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

Avec :

V_u : effort tranchant

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10}{10^2 \times 8} = 0.01875 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement $\Rightarrow$ Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement

$\Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ **Vérification de l'adhérence des barres :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

avec :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement = 1.5 (Acier de haute adhérence).

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

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

$\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.05 \text{ cm.}$$

n : nombre de barres.

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 8 \times 10.05} = 0.207 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0.207 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Longueur de scellement droit :**

$$L_s = 40 \phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$$

(Art 1.2.2, BAEL 91)

III.2.1.3.3- Vérification à L'ELS :

• Dans les aciers :

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

On doit vérifier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, \max \left(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \right] = 201,6 \text{ [MPa]}.$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ [MPa]}$$

Avec $\eta = 1,6$ pour HA

$$\text{Alors : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}.$$

$$\text{Calcul : } \rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251.$$

$$\rho = 0,251 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,920 \\ k = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{47,69} = 0,021 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{0,5 \times 10^3}{0,920 \times 8 \times 2,01} = 33,8 \text{ [MPa]}.$$

$$\sigma_s = 33,8 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_s = 201,64 \text{ [MPa]} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Dans le béton :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s$$

Avec : $k = 0,021$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = k \sigma_s = 0,021 \times 33,8 = 0,71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,71 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ La condition est vérifiée alors, il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé.

✓ **Vérification de l'acrotère au séisme :** (Art 6.2.3 / RPA 99)

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale. 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, dans notre cas

A = 0.15 (Zone IIa)

C_p : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires **C_p** = 0.3

w_p : poids propre de l'élément. **w_p** = 1.53 KN/ml

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.3 \times 1.53 = 0.2754 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

La condition étant vérifiée alors le ferrailage adopté précédemment reste convenable.

➤ **Vérification de l'écartement dans les barres :****1- Armature verticale :**

$$A_s = 2,01 \text{ cm}^2$$

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

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

2- Armature 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 :**

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

avec :

λ : Élancement de l'élément

L_f : longueur de flambement

i : rayon de giration

I : moment d'inertie de la section

A : section de l'élément

$$A = 0,1 \times 1 = 0,1 m^2$$

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

$$Lf = 2L_0 = 2H = 1m$$

$$\lambda = \frac{1 \times \sqrt{0,1}}{\sqrt{8,33 \times 10^{-5}}} = 34,65$$

2-vérification à l'élancement :

$$\lambda \leq \max \left[50, \min \left(\frac{67 \cdot e_u}{h}, 100 \right) \right] = \max [50, \min (247,9; 100)]$$

$$\lambda = 41,58 \leq \max (50, 100) = 100$$

$\Rightarrow$ **(Condition vérifiée).**

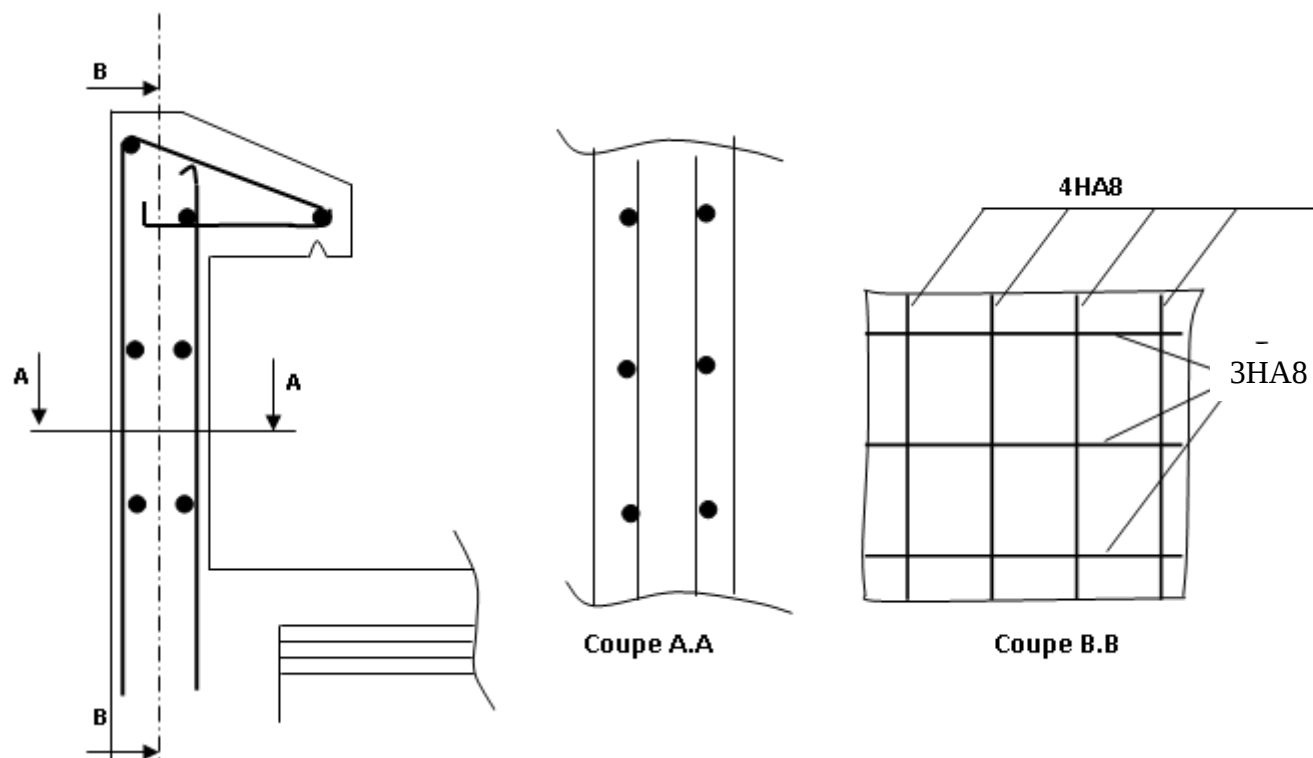


Figure X: Coupes de ferrailage de l'acrotère

III.3 PLANCHERS :**III.3.1- Calcul des planchers :****III.3.1.1- Planchers en corps creux :**

Les planchers de notre bâtiment sont en corps creux d'épaisseur (16+4) avec une dalle de compression de 4cm.

Ils sont constitués de :

1. Nervures appelées poutrelles.
2. Corps creux de 16cm d'épaisseur, sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique.
3. Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage d'armature ayant pour buts de :
 - Limiter les risques de fissuration par retrait.
 - Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites.
 - Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées, notamment celles correspondant aux cloisons.

III.3.1.2-Dalle de compression :

Epaisseur **ep=4cm**

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on utilise du treillis soudé TLS520.

$\emptyset \leq 6\text{mm}$ dont les mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : pour les barres ($A_{\perp}$) perpendiculaires aux poutrelles (nervure).
- 33cm : pour les barres ($A_{//}$) parallèles aux poutrelles (nervures).

➤ Calcul des armatures :

$$A_{\perp} \geq \frac{4l}{f_e} \quad ; \quad A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \quad . \quad \text{Avec, } l : \text{Distance entre axes des poutrelles.}$$

$$\bullet \quad A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} \rightarrow A_{\perp} = 0.5\text{cm}^2 \quad A_{\perp} = 5\emptyset 4 = 0.63\text{cm}^2$$

$$\text{Espacement } e = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

$$\bullet \quad A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315\text{cm}^2 \quad A_{//} = 4\emptyset 4 = 0.5\text{cm}^2$$

$$\text{Espacement } e = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$$

D'après les diamètres disponibles sur le marché, on adopte :

Pour : $A_{\perp} = A_{//} = 5\phi 5 = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ Espacement $e=100/5=20\text{cm}$

Le treillis soudé utilisé : TLS 520

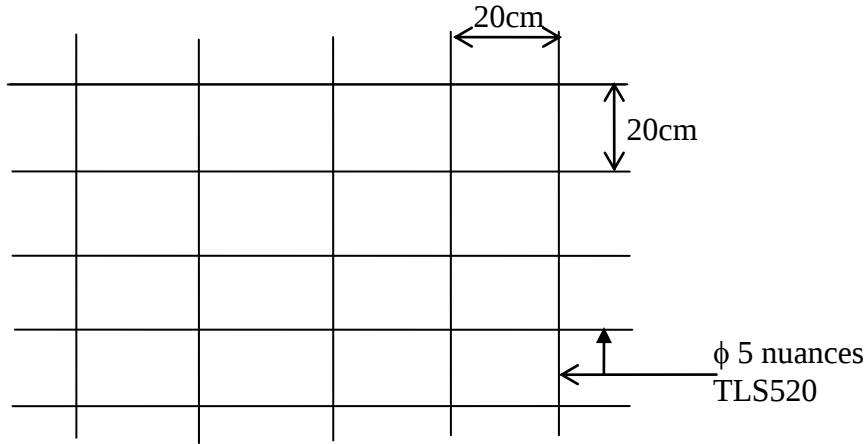
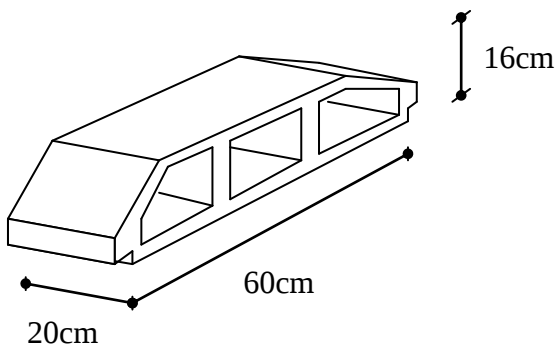
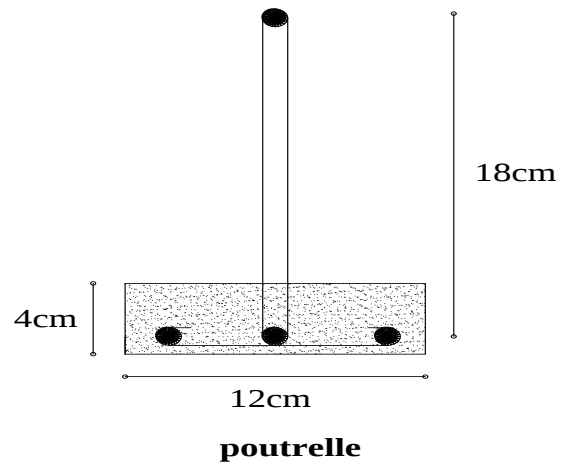


Figure : Treillis soudé (20×20)



Corps creux



poutrelle

III.3.3 – Etude des poutrelles :

Dans notre bâtiment nous avons deux types de poutrelles à étudier, qui sont :

- 1) Poutrelles des planchers à trois travées.
- 2) Poutrelles des portes à faux à deux travées.

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

1^{ère} étape : Calcul avant coulage

Avant coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée sur les poutres principales, soumise aux charges suivantes :

- **Charges permanentes :**

-Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0.04 \times 0.12 \times 25 = 0.12 \text{ KN / ml}$

-Poids propre du corps creux : $G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN / ml}$

$$G = G_1 + G_2 = 0.74 \text{ KN / ml}$$

- **Charges d'exploitation (surcharge) :**

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

- **Combinaison de charges à l'ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul du moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times (3.60)^2}{8} = 4.05 \text{ KN.m}$$

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

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 3.60}{2} = 4.50 \text{ KN}$$

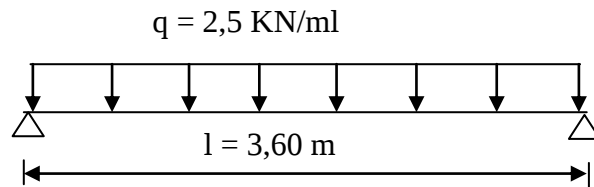


Schéma statique de la travée poutrelle

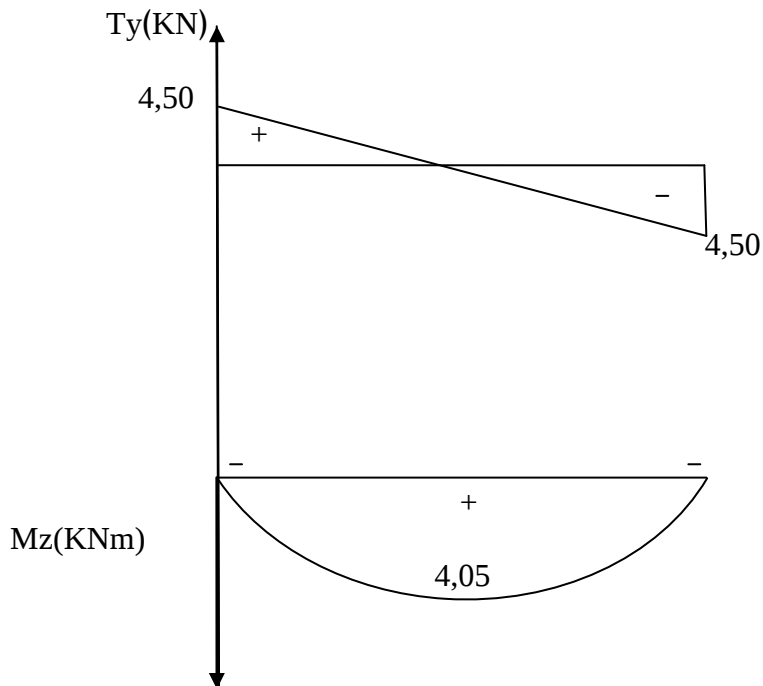


Figure III.1. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants.

- **Calcul des armatures :**

✓ Calcul de μ_b :

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4.05 \times 10^3}{12 \times 3^2 \times 14.2} = 2.64 > 0.392 \Rightarrow \text{Section doublement armée}$$

Vue à la faible section de la poutrelle, on ne peut pas disposer des deux nappes d'armatures, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges d'avant coulage. Ces étais sont généralement distant de 80cm à 120cm.

2^{ème} étape : Calcul après coulage

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire à cette dernière, elle sera calculée comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.

La section de la poutre est considérée comme une section en T de dimensions :(BAEL art A.4.1.3).

- **Largeur de la table (b) :**

$$b = 2b_1 + b_0$$

$2b_1$: Les débords

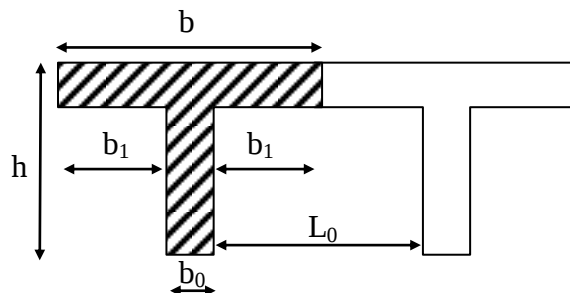
$b_0 = 12$ cm, base de la nervure

$h_0 = 4$ cm, hauteur de la dalle de compression

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{L}{10}, \frac{L_0}{2}, 8h_0 \right\}$$

L_0 : distance entre deux poutrelles voisines.



Titre

$$L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

L : largeur de la plus grande travée

$$L = 360 \text{ cm}$$

D'où :

$$b_1 \leq \min \{36, 26.5, 32\} = 26.5 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm}$$

- **Détermination des charges revenant à la poutre (P) :**

- Charges permanentes G :

$$G = G_p \times b = 5.34 \times 0.65 = 3.47 \text{ KN/ml}$$

- Charges exploitation Q:

$$Q = Q_p \times b = 2.5 \times 0.65 = 1.62 \text{ KN/ml}$$

- Combinaisons de charges :

$$\text{ELU: } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.47 + 1.5 \times 1.62 = 7.12 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 7.12 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = G + Q = 3.47 + 1.62$$

$$q_s = 5.09 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul des moments et des efforts tranchants :**

✓ **Méthode de calcul :** 1^{er} choix

Méthode forfaitaire

✓ **Domaine d'application :**

-La méthode s'applique aux structures courantes dont les charges d'exploitation restent modérées, c'est-à-dire :

$$Q \leq \max \{2 \times g ; 5 \text{ KN/ml}\}$$

$$Q = 1.62 \text{ KN/ml} \leq \max \{2 \times 3.5 = 7 \text{ KN/ml} ; 5 \text{ KN/m}\} \text{ condition vérifiée.}$$

-Bâtiment à usage d'habitation ———> fissuration non préjudiciable.

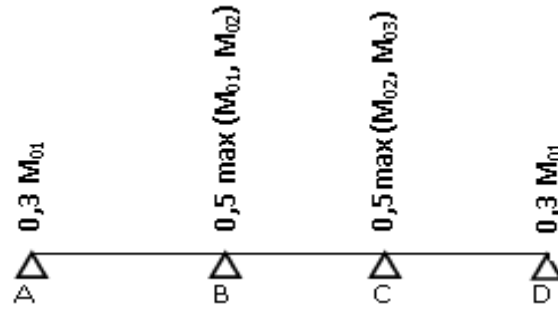
-La même section transversale de poutre dans toutes les travées, les mêmes moments d'inertie des sections.

-Le rapport de deux travées successives est compris entre : 0.8 et 1.25 c'est-à-dire :

$$0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 < \frac{360}{360} = 1.00 < 1.25$$

La condition est vérifiée.

- **Conclusion :** la méthode forfaitaire est applicable pour nos calculs.



III.3.4.2) Principe de la méthode : (BAEL91 modifié 99 J.P Mouglin art 3III4)

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

III.3.4.3) Exposé de la méthode :

Le rapport (α) des charges l'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitations, en valeurs non pondérées est : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison $M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8}$ dont L est la longueur entre nus des appuis.

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

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

M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

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

$$M_t \geq \left(\frac{0,3\alpha}{2} \right) \quad \text{dans une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq \left(\frac{+0,3\alpha}{2} \right) \quad \text{dans une travée de rive.}$$

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

- $0,6 M_0$ pour une poutre à deux travées.
- $0,5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0,4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.
- ✓ Sur les appuis de rive, il faut considérer des aciers équilibrant un moment de $M_a = 0,3 M_0$.

III.3.4.4) Application de la méthode :

➤ A l'ELU :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = [(1,35 \times 5,34) + (1,5 \times 2,5)] \times 0,65.$$

$$\Rightarrow q_u = 7,12 \text{ KN/ml}$$

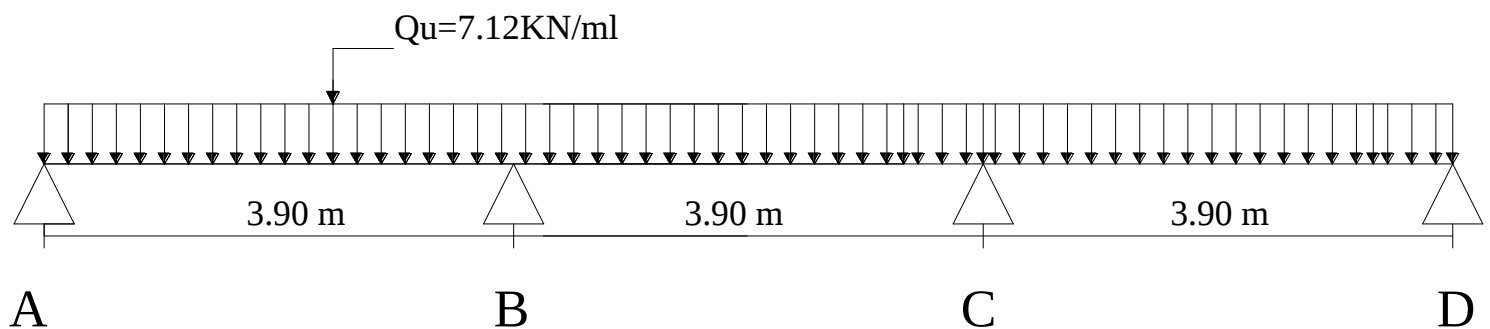


Schéma statique de la poutrelle

➤ Calcul du rapport des charges α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,62}{1,62+3,47} = 0,32.$$

➤ Calcul des moments statiques :

$$M_{01} = M_{02} = M_{03} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{7,12 \times 3,60^2}{8} = 11,53 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des moments fléchissant sur appuis :

$$M_A = M_D = 0,3 M_{01} = 3,46 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_C = 0,5 M_{01} = 5,76 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des moments fléchissant en travées :

A. Etude de la travée AB (de rive) :

$$1) \quad M_{t_{AB}} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq (1 + 0,3\alpha) M_0$$

$$\text{Avec : } (1 + 0,3\alpha) = 1,096 > 1,05 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_{t_{AB}} \geq (1,096 \times 11,53) - \left(\frac{3,46 + 5,76}{2} \right) = 9,42 \text{ KN.m}$$

$$2) \quad M_{t_{AB}} \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 = \left(\frac{1,2 + (0,3 \times 0,32)}{2} \right) \times 11,53 = 7,47 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{tAB} = M_{tCD} = 9.42 \text{ KN.m}$

B. Etude de la travée BC :

$$1) M_{tBC} \geq (1,096 \times 11.53) - \left(\frac{5.76 + 5.76}{2} \right) = 6.87 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{tBC} \geq \left(\frac{1 + (0,3 \times 0,32)}{2} \right) \times 11.53 = 6.32 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{tBC} = 6.87 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

➤ **Travée AB :**

$$T_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{7,12 \times 3,60}{2} + \frac{(-5.76) - (-3.46)}{3,60} = 12.18 \text{ KN}$$

$$T_B = -\frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -\frac{7,12 \times 3,60}{2} + \frac{(-5.76) - (-3.46)}{3,60} = -13.45 \text{ KN}$$

➤ **Travée BC :**

$$T_B = \frac{7,12 \times 3,6}{2} + \frac{(-5.76) - (-5.76)}{3,60} = 12.81 \text{ KN}$$

$$T_C = -\frac{7,12 \times 3,6}{2} + \frac{(-5.76) - (-5.76)}{3,60} = -12.81 \text{ KN}$$

➤ **Travée CD :**

$$T_C = \frac{7,12 \times 3,60}{2} + \frac{(-3.46) - (-5.76)}{3,60} = 13.45 \text{ KN}$$

$$T_D = -\frac{7,12 \times 3,60}{2} + \frac{(-3.46) - (-5.76)}{3,60} = -12.18 \text{ KN}$$

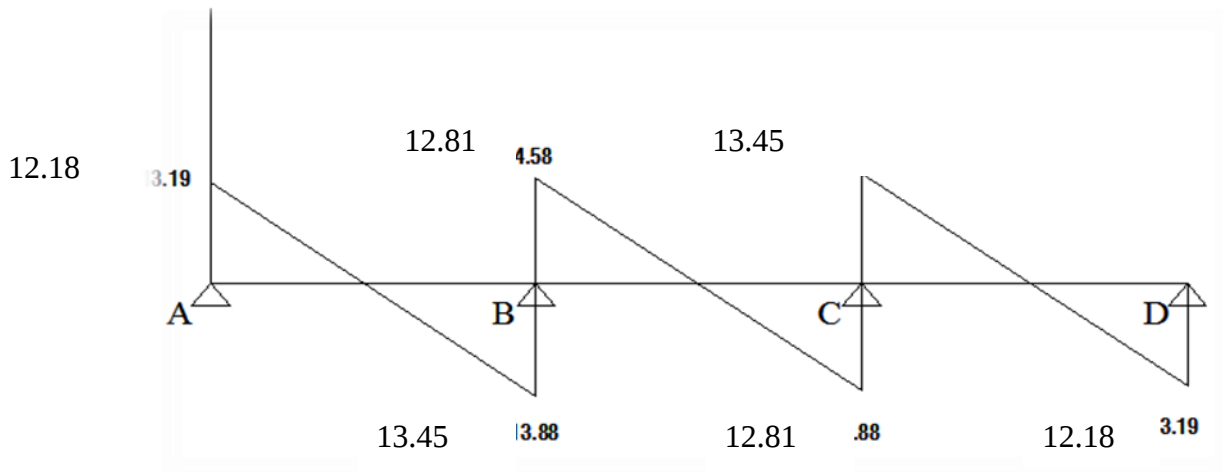


Figure.III.2. Diagramme des efforts Tranchants à l'ELU

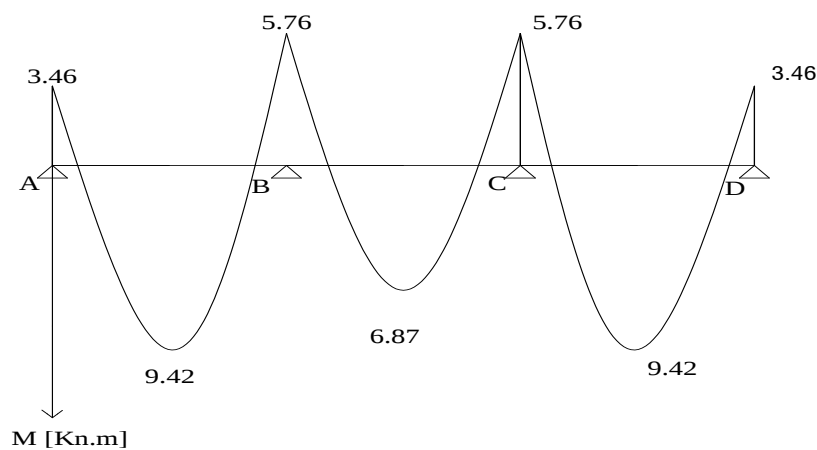


Figure.III.3. Diagramme des Moments Fléchissant à l'ELU

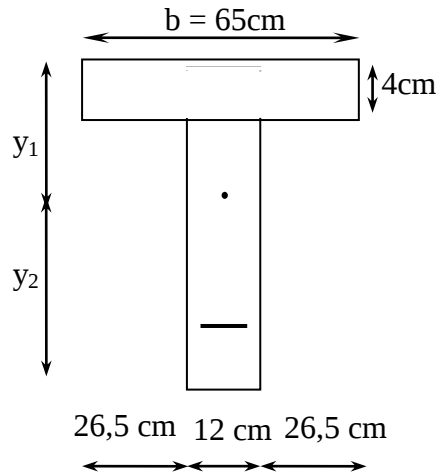
On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum qui correspond à la plus grande travée.

$$M_{t \max} = 9.42 \text{ KN.m et } M_{a \max} = 5.76 \text{ KN.m}$$

Calcul des armatures :

Calcul à l'ELU :

Le calcul se fait avec les moments max en travée et sur appuis



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

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

$$M_0 = 0,65 \cdot 0,04 \cdot 14,2 \cdot 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_{t \max} = 8.03 < M_0 = 59,072 \rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé, la section en T se calcule comme une section rectangulaire de largeur ($b=65\text{cm}$) et de hauteur ($h=20\text{cm}$).

a-Calcul des armatures longitudinales :

• **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8.03 \cdot 10^3}{65 \cdot (18)^2 \cdot 14,2} = 0.027 < 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA} \rightarrow (\text{ASC} = 0).$$

$$\mu = 0,027 \rightarrow \beta = 0.9865$$

Les armatures nécessaires (traction) :

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{8.03 \cdot 10^3}{0,9865 \cdot 18 \cdot 348} = 1.30 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_t = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$

- **Aux appuis**

$$M_{a \max} = 5.76 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_{a \max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5.76 \times 10^3}{12 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.104 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.104 \rightarrow \beta = 0.945$$

$$A = \frac{M_{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5.76 \times 10^3}{0.945 \times 18 \times 348} = 0.973 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

b- Armatures transversales : d'après l'article **A.7.2.12.BAEL91**, le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{l \max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1 \right\} = 0.57 \text{ cm}$$

$$\Phi_t = 0.57 \text{ cm}$$

Avec :

Φ_t : Diamètre des armatures transversales

$\phi_{l \max}$: Diamètre maximal des armatures longitudinales.

h : hauteur du plancher

b_0 : largeur de lame

$$A_t = 2\text{HA}8 = 1 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min (0.9 d, 40 \text{ cm}) = \min (0.9 \times 18, 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

$$S_t = A_t f_e / b_0 0.4 = (0.57 \times 400) / (12 \times 0.4) = 47.5 \text{ cm}$$

III.3.1.5- Les vérifications à l'ELU :

III.3.1.5.1-Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d f_{t28} / f_e = 0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1 / 400 = 0.26$$

En travée : $A_t = 1.51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Aux appuis : $A_a = 1.13\text{cm}^2 > A_{\min}=0,26\text{cm}^2$ condition vérifiée.

III.3.1.5.2-Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.211/BAEL91 modifiée99.)

$$T_{u \max} = 13.45\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{13.45}{120 \times 180} \times 10^3 = 0.622\text{MPa}$$

La fissuration est peu nuisible:

$$\bar{\tau} = \min (0.2 f_{ct28} / \gamma_d, 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.622\text{ MPa} < \bar{\tau} \text{condition vérifiée}$$

III.3.1.5.3-Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres : (Art A.5.211/BAEL91 modifiée99).

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

$$\bar{\tau}_u = \Psi \times f_{t28} = 3.15\text{MPa} \quad ; \text{ Avec : } \Psi = 1,5 ;$$

$$\sum u_i = n \times \Pi \times \Phi = 3.14 \times 3 \times 10 = 94.2\text{mm}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{0,9.d.\sum U_i} = \frac{13.45 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 94.2} = 0.88\text{MPa}$$

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des armatures

V_u : Effort tranchant maximal.

$$\tau_u = 0.88\text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.15\text{MPa} \quad \Rightarrow \text{ La condition est vérifiée}$$

III.3.1.5.4-La longueur de scellement :

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,0 \times 400}{4 \times 2,83} = 35.33\text{cm}$$

$$\text{avec } \tau_{su} = 0.6\psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.83\text{MPa}$$

Les règles de BAEL 91 (Art.6.1.253 modifiée 99) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4.L_s$ pour les aciers H.A.

$$L_c = 0,4L_s = 0.4 \times 35.33 = 14.13\text{cm}.$$

III.3.1.5.5- Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

On doit vérifier que : $A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u^{\max} + \frac{M_{a\max}}{0,9d})$

$$A \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times (13,45 - \frac{5,76}{0,9 \times 0,18}) = -0,635 \text{ cm}^2 < 0$$

Donc les armatures calculées sont suffisantes.

III.3.1.5.6-Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.1.313/BAEL91 modifiée99.)

On doit vérifier que :

$$T_{MAX} \leq 0,4 \left[\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right] \times a \times b_0 \quad \text{Avec (a=0.9d=0.9x18=16.2cm)}$$

$$0,4 \left[\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right] \times a \times b_0 = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 16,2 \times 12 \times 10^{-1} = 129,6 \text{ KN}$$

$T_{MAX}=13,45 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN}$Condition vérifiée

Calcul à l'ELS:

$Q_s=5,09 \text{ KN/ml}$

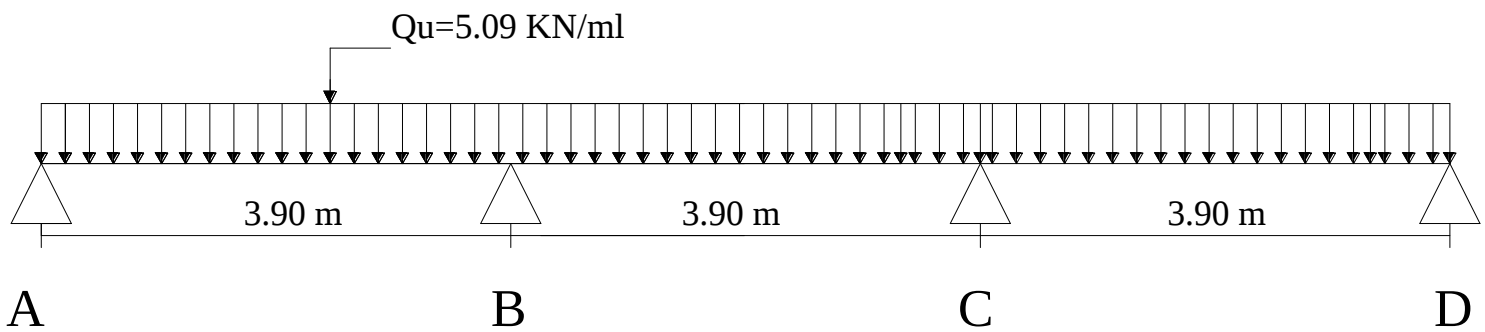


Schéma statique de la poutrelle

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

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5.09}{7.12} = 0.715$$

Moment aux appuis:

Nœuds	M _{App} (KN.m)
1	-2.47
2	-4.12
3	-4.12
4	-2.47

Les Valeurs des moments aux appuis à l'ELS

Moment en travée :

Travées	M _t (x)
[1-2]	5.74
[2-3]	4.91
[3-4]	5.74

Les Valeurs des moments en travées à l'ELS

Calcul des efforts tranchant :

Travées	T _i [KN]	T _{i+1} (KN)
[1-2]	8.71	-9.62
[2-3]	9.16	-9.16
[3-4]	9.62	-8.71

Les valeurs des efforts tranchants à l'ELS

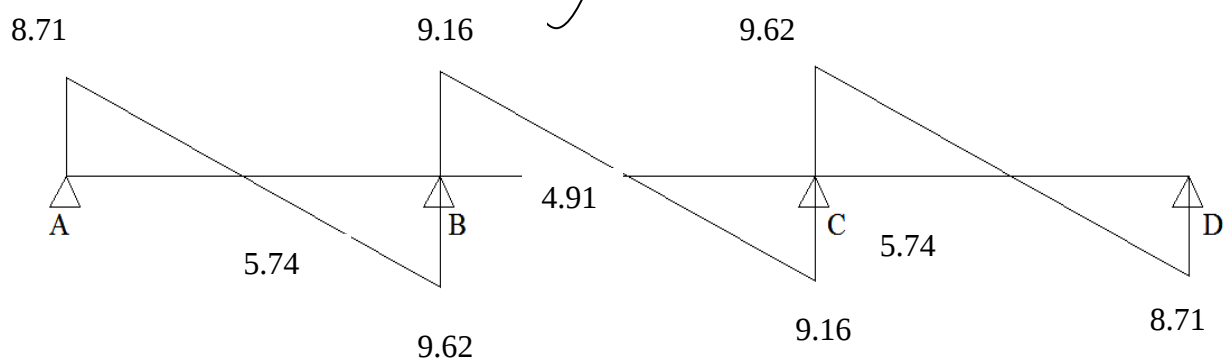
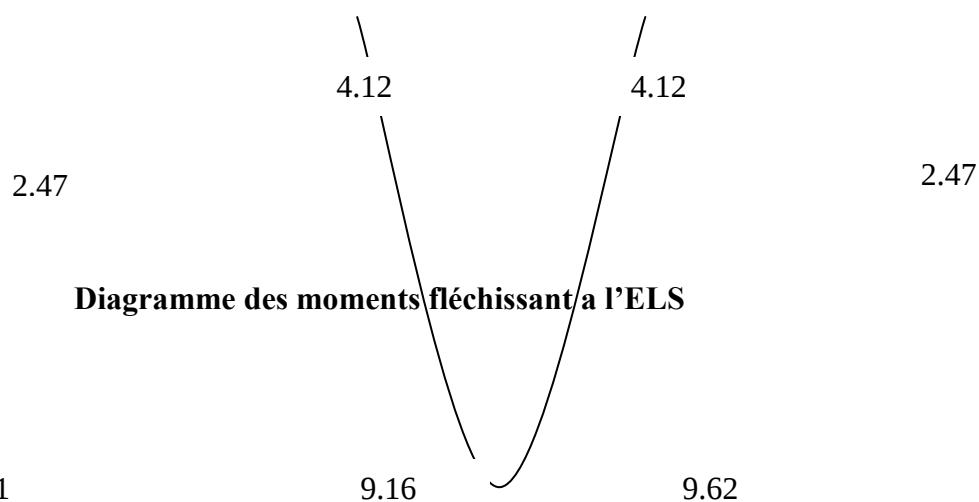
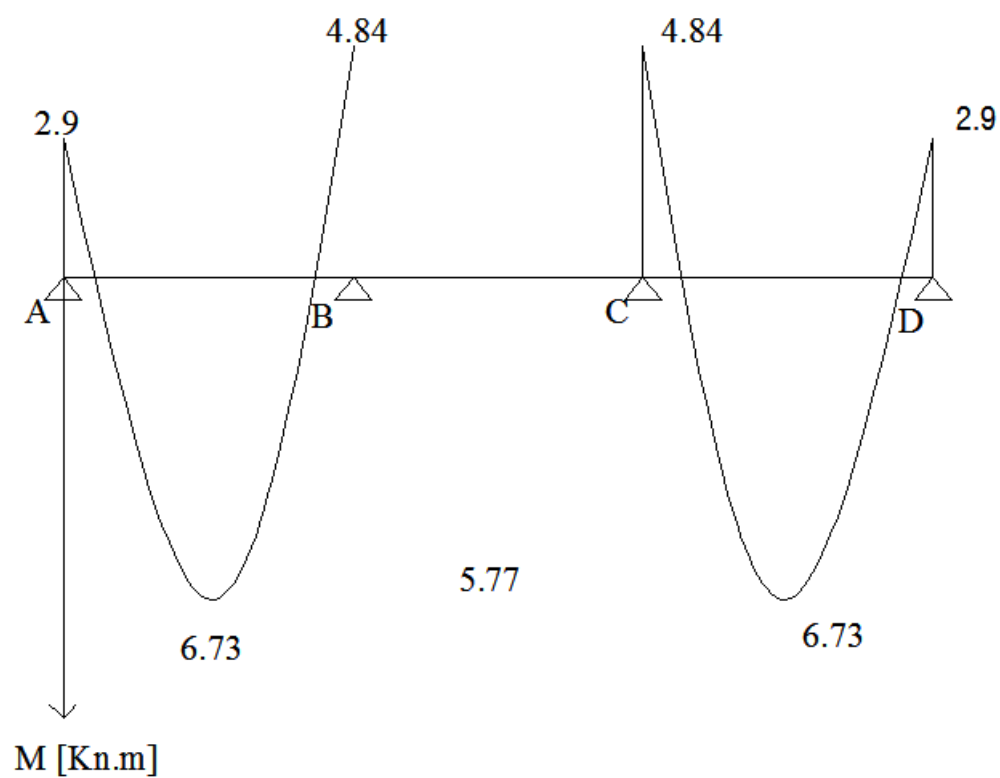


Figure.III.2.4. Diagramme des efforts Tranchants à l'ELS

- **Vérification à L'ELS :**

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

- **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.727 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.8765 \\ K_1 = 25.48 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 \times d \times A}$$

Avec $M_a^{\max} = 4.12 \text{ KN.m}$

$$\sigma_s = \frac{4.12 \times 10^6}{0.8765 \times 180 \times 1.57 \times 10^2} = 166.33 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{166.33}{25.48} = 6.53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.53 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.087 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.8565 \\ K_1 = 19.84 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 \times d \times A}$$

Avec : $M_t^{\max} = 5.74 \text{ KN.m}$

$$\sigma_s = \frac{5.74 \times 10^6}{0.8565 \times 180 \times 2.35 \times 10^2} = 158.43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{158.43}{19.84} = 7.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.98 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b- Etat limite d'ouverture des fissures :

Nous avons une fissuration peu nuisible

$\Rightarrow$ Aucune vérification n'est nécessaire

c- Etat limite de déformation :

Lorsqu'on prévoit des étais, on peut se dispenser de justifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$3) \frac{A_t}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \quad \text{avec :}$$

h : hauteur totale de la section de nervure (épaisseur de la dalle comprise)

M_0 : Moment isostatique.

L : portée libre.

M_t : Moment de flexion.

b_0 : largeur de la nervure.

$$1) \frac{h}{l} = \frac{20}{360} = 0.055 > 0.044 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$2) M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{5.09 \times 3.60^2}{8} = 8.24 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 5.74 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_t}{15M_0} = \frac{5.74}{15 \times 8.24} = 0.046$$

$$\frac{h}{l} = 0.055 > 0.046 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{18 \times 12} = 0.01 > \frac{3.6}{f_e} = 0.009 \quad \text{La condition n'est pas vérifiée.}$$

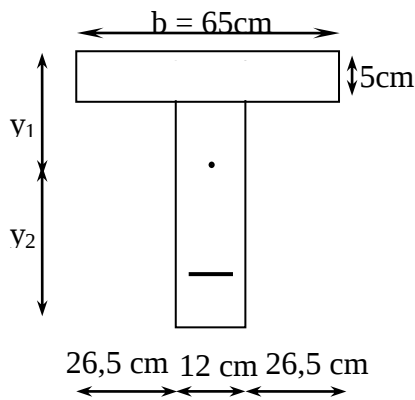
➤ Calcul de la flèche :

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

$\bar{f}$: La flèche admissible

E_v : Module de déformation différée ($E_v = 10818,865 \text{ MPa}$)

I_f : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée



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

I_0 : Moment d'inertie totale de la section homogène.

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right)$$

$$\lambda = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b} \right) \times \rho}$$

Avec : ρ Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure

Calcul des paramètres :

$$S_{XX'} = b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_t \times d)$$

$$S_{XX'} = 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 2.35 \times 18)$$

$$S_{XX'} = 3458.5 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A_t)$$

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 2.35) = 487.25 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{S_{XX'}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.09 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.09 = 12.91 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 \times A_t \times (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7.09^3 + 12.91^3) + (65 - 12) \times \frac{4^3}{12} + (65 - 12) \times 4 \times \left(7.09 - \frac{4}{2} \right)^2 + 15 \times 2.35 \times (12.91 - 2)^2$$

$$I_0 = 19720.60 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.01$$

La contrainte dans les aciers tendus est $\sigma_s = 166.33 \text{ MPa}$

Calcul des coefficients :

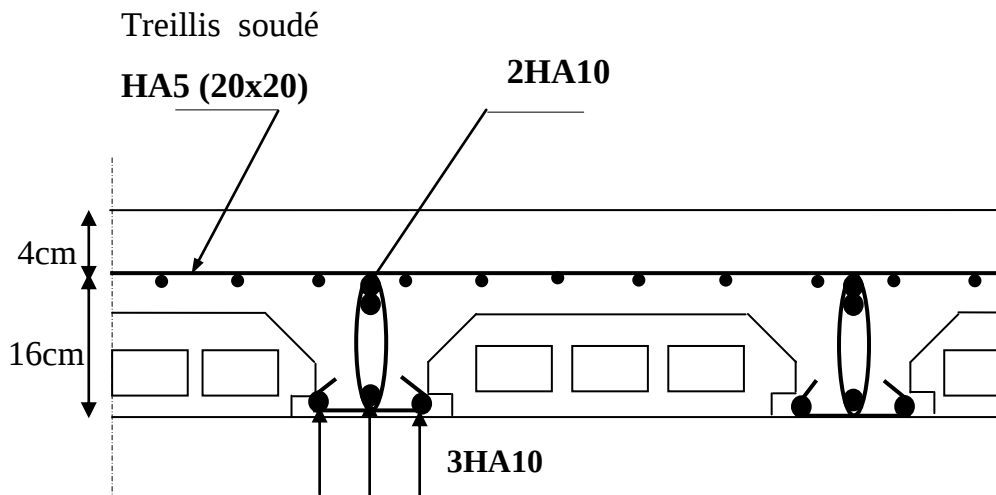
$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.01 \times 166.33) + 2.1} ; 0 \right) = 0.58$$

$$\lambda = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0.01} = 1.64$$

$$I_f = \frac{1.1 \times 19720.60}{1 + (0.58 \times 1.64)} = 11117.6 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5.74 \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{5.74 \times 10^6 \times (3600)^2}{10 \times 10818.865 \times 11117.6 \times 10^4} = 6.18 \text{ mm}$$

$$\left. \begin{array}{l} f = 6.18 \text{ mm} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3600}{500} = 7.2 \text{ mm} \end{array} \right\} f < \bar{f} \Rightarrow \text{La flèche est vérifiée}$$



Schémas de ferrailage de plancher d'étage de service

III.3.2.3 – Etude des poutrelles a deux travées (portes à faux) :

1^{ère} étape : avant coulage

- Calcul du moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times (2.70)^2}{8} = 2.28 \text{ KN.m}$$

- Calcul de l'effort tranchant :

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 2.70}{2} = 3.375 \text{ KN}$$

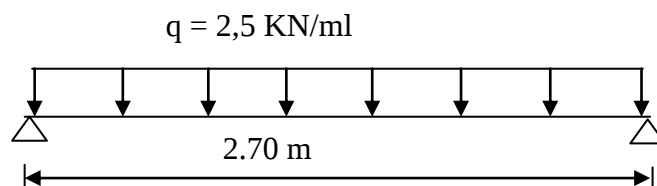


Schéma statique de la travée poutrelle

- **Calcul des armatures :**

✓ Calcul de μ_b :

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2.28 \times 10^3}{12 \times 3^2 \times 14.2} = 1.48 > 0.392 \Rightarrow \text{Section doublement armée}$$

Le calcul nous donne une section d'acier qu'on ne peut pas réaliser vue à la faible section de la poutrelle, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges d'avant coulage.

Ces étais sont généralement distant de 80cm à 120cm.

2^{ème} étape : Après le coulage de la dalle de compression

- **Largeur de la table (b) :**

$$b = 2b_1 + b_0$$

$2b_1$: Les débords

$b_0 = 12$ cm, base de la nervure

$h_0 = 4$ cm, hauteur de la dalle de compression

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{L}{10}, \frac{L_0}{2}, 8h_0 \right\}$$

L_0 : distance entre deux poutrelles voisines.

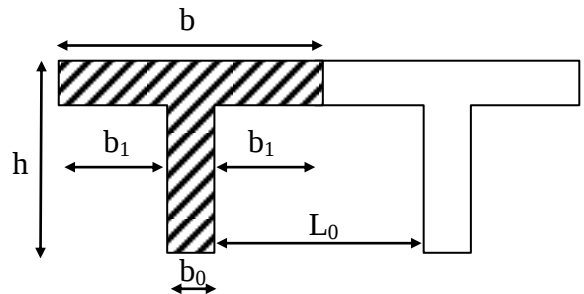
$$L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

L : largeur de la plus grande travée

$$L = 360 \text{ cm}$$

D'où : $b_1 \leq \min \{36, 26.5, 32\} = 26.5 \text{ cm}$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm}$$



- **Détermination des charges revenant à la poutre (P) :**

- Charges permanentes G :

$$G = G_p \times b = 5.34 \times 0.65 = 3.47 \text{ KN/ml}$$

- Charges exploitation Q :

$$Q = Q_p \times b = 3.5 \times 0.65 = 2.275 \text{ KN/ml}$$

- Combinaisons de charges :

$$\text{ELU: } q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 3.47) + (1.5 \times 2.275)$$

$$q_u = 8.01 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = G + Q = 3.47 + 2.275$$

$$q_s = 5.745 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul des moments et des efforts tranchants :**

- ✓ **Méthode de calcul : 1^{er} choix**

Méthode forfaitaire

$$Q = 2.275 \text{ KN/ml} \leq \max \{ 2 \times 3.5 = 7 \text{ KN/ml} ; 5 \text{ KN/m} \} \text{ condition vérifiée.}$$

-Bâtiment à usage d'habitation $\longrightarrow$ fissuration non préjudiciable.

-La même section transversale de poutre dans toutes les travées, les mêmes moments d'inertie des sections.

$$- 0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 < \frac{270}{270} = 1.00 < 1.25 \text{ La condition est vérifiée.}$$

- **Conclusion :** la méthode forfaitaire est applicable pour nos calculs.

.2.4.4) Application de la méthode :

➤ **A l'ELU :**

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 = [(1.35 \times 5.34) + (1.5 \times 3.5)] \times 0.65.$$

$$\Rightarrow q_u = 8.01 \text{ KN/ml}$$

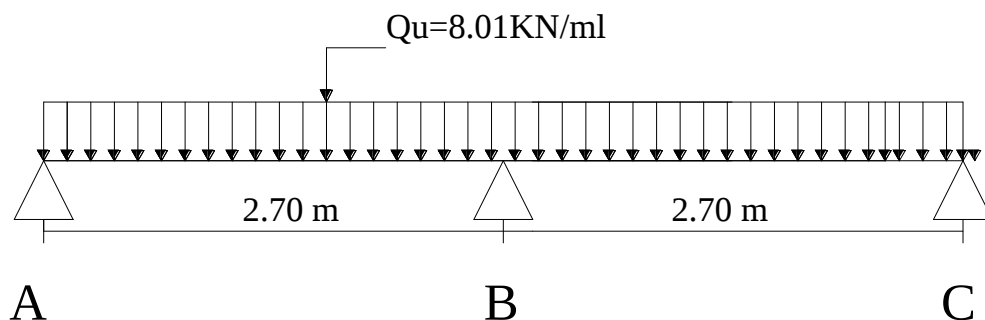


Schéma statique de la poutrelle

➤ Calcul du rapport des charges α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2.275}{2.275+3.47} = 0,396.$$

➤ Calcul des moments statiques :

$$M_{01} = M_{02} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{8.01 \times 2.70^2}{8} = 7.30 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des moments fléchissant sur appuis :

$$M_A = M_C = 0,3 M_{01} = 2.19 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6 M_{01} = 4.38 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des moments fléchissant en travées :

$$1) \quad M_{t_{AB}} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq (1 + 0,3\alpha) M_0$$

$$\text{Avec } (1 + 0,3\alpha) = 1,118 > 1,05 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_{t_{AB}} \geq (1,118 \times 7.3) - \left(\frac{2.19 + 4.38}{2} \right) = 4.876 \text{ KN.m}$$

$$2) \quad M_{t_{AB}} \geq \left(\frac{1.2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 = \left(\frac{1.2 + (0,3 \times 0,396)}{2} \right) \times 7.3 = 4.81 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend } M_{t_{AB}} = M_{t_{BC}} = 4.81 \text{ KN.m}$$

Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

➤ Travée AB :

$$T_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{8.01 \times 2.70}{2} + \frac{(-4.38) - (-2.19)}{2.70} = 10 \text{ KN}$$

$$T_B = -\frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -\frac{8.01 \times 2.7}{2} + \frac{(-4.38) - (-2.19)}{2.70} = -11.62 \text{ KN}$$

➤ Travée BC :

$$T_B = \frac{8.01 \times 2.70}{2} + \frac{(-2.19) - (-4.38)}{2.70} = 11.62 \text{ KN}$$

$$T_C = -\frac{8.01 \times 2.70}{2} + \frac{(-2.19) - (-4.38)}{2.70} = -10 \text{ KN}$$

Figure.III.2.4. Diagramme des efforts Tranchants à l'ELU

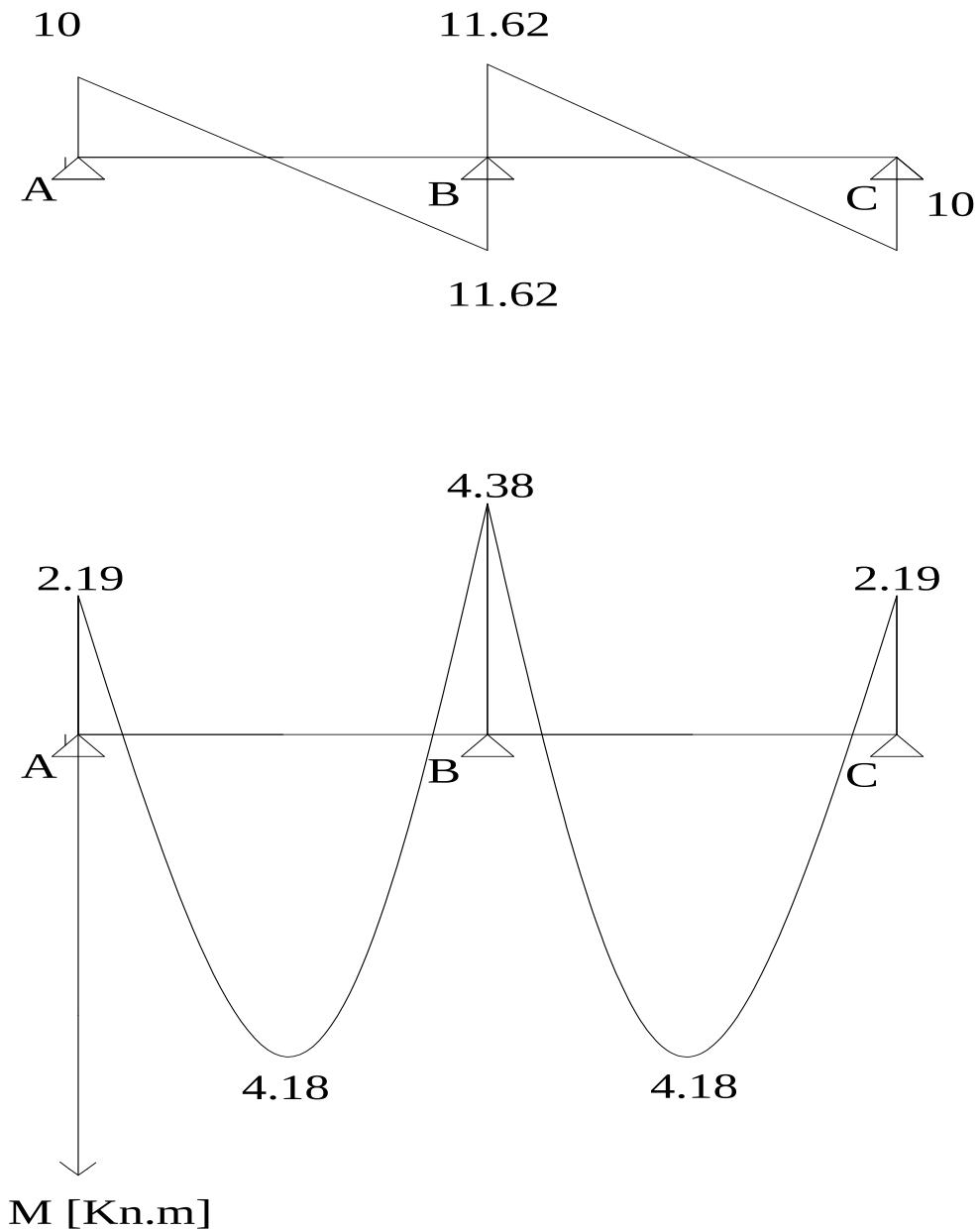


Figure.III.2.5. Diagramme des Moments Fléchissant à l'ELU

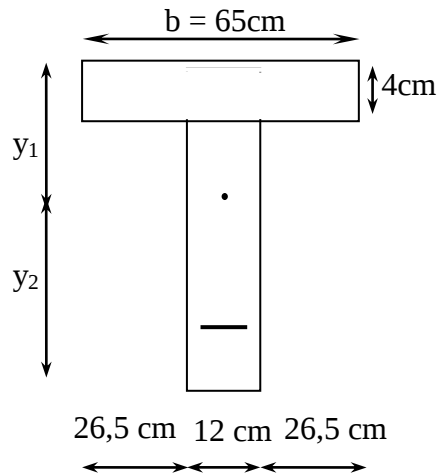
N.B :

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum qui correspond à la plus grande travée.

$$M_{t \max} = 4.81 \text{ KN.m et } M_a \max = 4.38 \text{ KN.m}$$

Calcul des armatures :**Calcul à l'ELU :**

Le calcul se fait avec les moments max en travée et sur appuis



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

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

$$M_0 = 0,65 \cdot 0,04 \cdot 14,2 \cdot 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_{\text{tmax}} = 4,81 < M_0 = 59,072 \rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé, la section en T se calcule comme une section rectangulaire de largeur ($b=65\text{cm}$) et de hauteur ($h=20\text{cm}$).

a-Calcul des armatures longitudinales :

- En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4,38 \cdot 10^3}{65 \cdot (18)^2 \cdot 14,2} = 0,014 < 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA} \rightarrow (\text{ASC} = 0).$$

$$\mu = 0,014 \rightarrow \beta = 0,993$$

Les armatures nécessaires (traction) :

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{4,81 \cdot 10^3}{0,993 \cdot 18 \cdot 348} = 0,77 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_t = 3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2$

- **Aux appuis**

$$M_{a \max} = 4.38 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_{a \max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4.38 \times 10^3}{12 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.079 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.079 \rightarrow \beta = 0.9585$$

$$A = \frac{M_{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{4.38 \times 10^3}{0.9585 \times 18 \times 348} = 0.73 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 1 \text{ HA}10 = 0.79 \text{ cm}^2$

b- Armatures transversales : d'après l'article **A.7.2.12.BAEL91**, le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{l \max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1 \right\} = 0.57 \text{ cm}$$

$$\Phi_t = 0.57 \text{ cm}$$

Avec :

Φ_t : Diamètre des armatures transversales

$\phi_{l \max}$: Diamètre maximal des armatures longitudinales.

h : hauteur du plancher

b_0 : largeur de lame

$$A_t = 2 \text{ HA}8 = 1 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min (0.9 d, 40 \text{ cm}) = \min (0.9 \times 18, 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

$$S_t = A_t f_e / b_0 0.4 = (0.57 \times 400) / (12 \times 0.4) = 47 \text{ cm}.$$

III.3.2.5- Les vérifications à l'ELU :**III.3.1.5.1-Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d f_{t28} / f_e = 0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1 / 400 = 0.26$$

En travée : $A_t = 1.51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Aux appuis : $A_a = 0.79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

III.3.2.5.2-Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.211/BAEL91 modifiée99.)

$$T_{u \max} = 11.62 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{11.62}{120 \times 180} \times 10^3 = 0.0538 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible:

$$\bar{\tau} = \min (0.2 f_{c28} / \gamma_d, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0538 \text{ MPa} < \bar{\tau} \text{Condition vérifiée}$$

III.2.5.3-Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres : (Art A.5.211/BAEL91 modifiée99).

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

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

$$\sum u_i = n \times \Pi \times \Phi = 3.14 \times 3 \times 8 = 75.36 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i} = \frac{11.62 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 75.36} = 0.952 \text{ MPa}$$

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des armatures

V_u : Effort tranchant maximal

$$\tau_u = 0.952 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

IV.2.1.5.4-La longueur de scellement :

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.0 \times 400}{4 \times 2.83} = 35.33 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

Les règles de BAEL 91 (Art.6.1.253 modifiée 99) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4.L_s$ pour les aciers H.A.

$$L_c = 0,4L_s = 0,4 \times 35,33 = 14,13 \text{ cm.}$$

III.3.2.5.5- Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

On doit vérifier que : $A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u^{\max} + \frac{M_{a\max}}{0,9d})$

$$A \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times (11,62 - \frac{4,38}{0,9 \times 0,18}) = -0,443 \text{ cm}^2 < 0$$

Donc les armatures calculées sont suffisantes.

III.3.2.5.6- Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.1.313/BAEL91 modifiée 99.)

On doit vérifier que :

$$T_{\max} \leq 0,4 \left[\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right] \times a \times b_0 \quad \text{Avec } (a=0,9d=0,9 \times 18=16,2 \text{ cm})$$

$$0,4 \left[\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right] \times a \times b_0 = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 16,2 \times 12 \times 10^{-1} = 129,6 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 11,62 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Calcul à l'ELS:

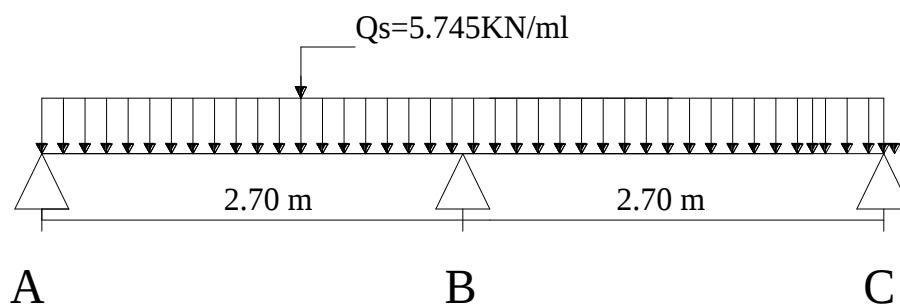


Schéma statique de la poutrelle

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

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5.745}{8.01} = 0.717$$

Moment aux appuis:

Nœuds	M _{App} (KN.m)
1	-1.57
2	-3.14
3	-1.57

Les Valeurs des moments aux appuis à l'ELS

Moment en travée :

Travées	M _t (x)
[1-2]	3.45
[2-3]	3.45

Les Valeurs des moments en travées à l'ELS

Calcul des efforts tranchant :

Travées	T _i [KN]	T _{i+1} (KN)
[1-2]	7.17	-8.33
[2-3]	8.33	-7.17

Les valeurs des efforts tranchants à l'ELS

Figure.III.2.4. Diagramme des efforts Tranchants à l'ELS

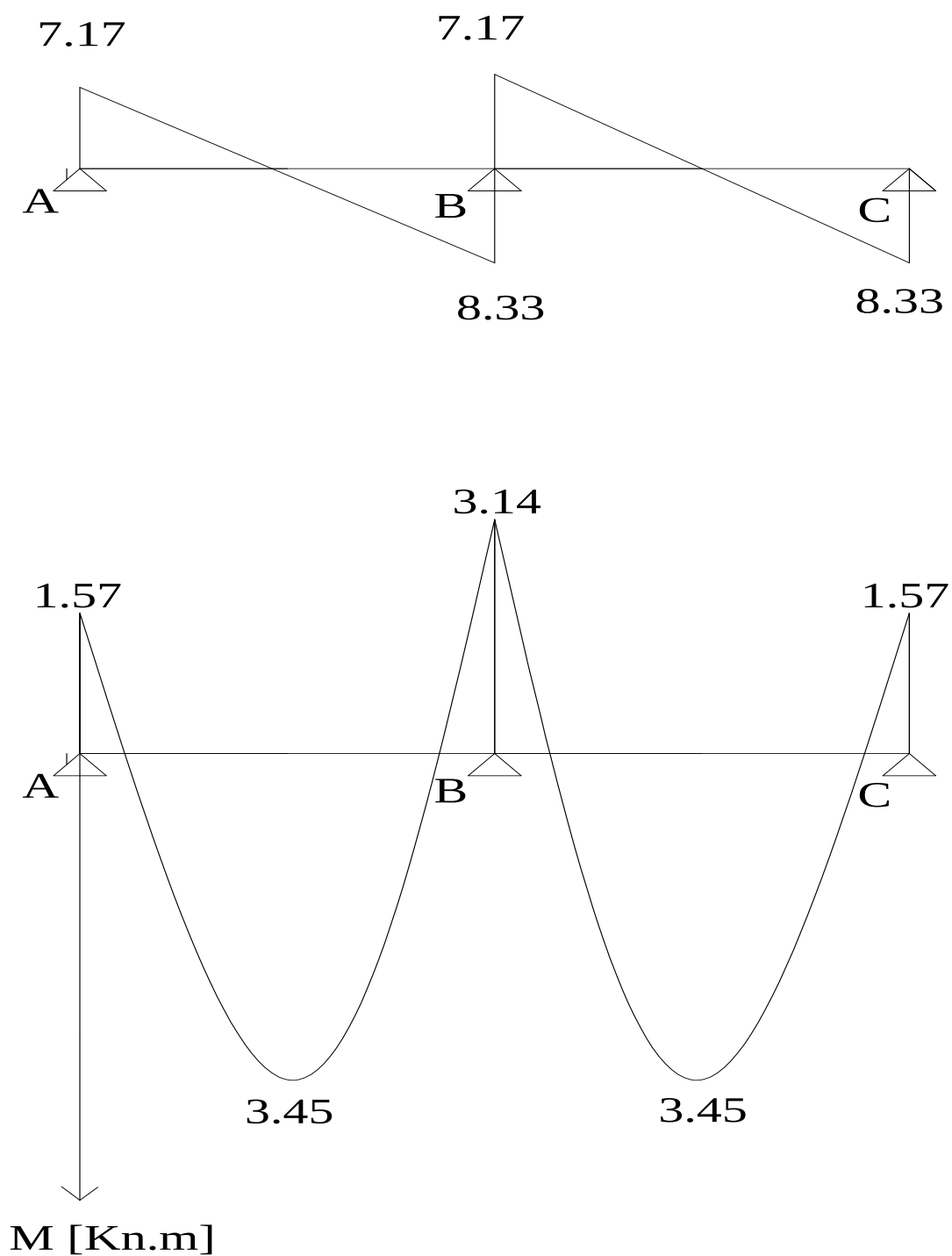


Diagramme des moments fléchissant a l'ELS

- Vérification à L'ELS :

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

- En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.727 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.8765 \\ K_1 = 25.48 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 \times d \times A}$$

Avec $M_t^{\max} = 3.45 \text{ KN.m}$

$$\sigma_s = \frac{3.45 \times 10^6}{0.8765 \times 180 \times 1.57 \times 10^2} = 139.28 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{139.28}{25.48} = 5.466 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.466 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 0.79}{12 \times 18} = 0.367 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.906 \\ K_1 = 38.19 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 \times d \times A}$$

Avec : $M_a^{\max} = 3.14 \text{ KN.m}$

$$\sigma_s = \frac{3.14 \times 10^6}{0.906 \times 180 \times 0.79 \times 10^2} = 243.72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{243.72}{38.19} = 6.38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.38 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b- Etat limite d'ouverture des fissures :

Nous avons une fissuration peu nuisible

⇒ Aucune vérification n'est nécessaire

c- Etat limite de déformation :

Lorsqu'on prévoit des étais, on peut se dispenser de justifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$3) \frac{A_t}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \quad \text{avec :}$$

h : hauteur totale de la section de nervure (épaisseur de la dalle comprise)

M_0 : Moment isostatique.

L : portée libre.

M_t : Moment de flexion.

b_0 : largeur de la nervure.

$$1) \quad \frac{h}{l} = \frac{20}{270} = 0.074 > 0.044 \quad \text{condition vérifiée.}$$

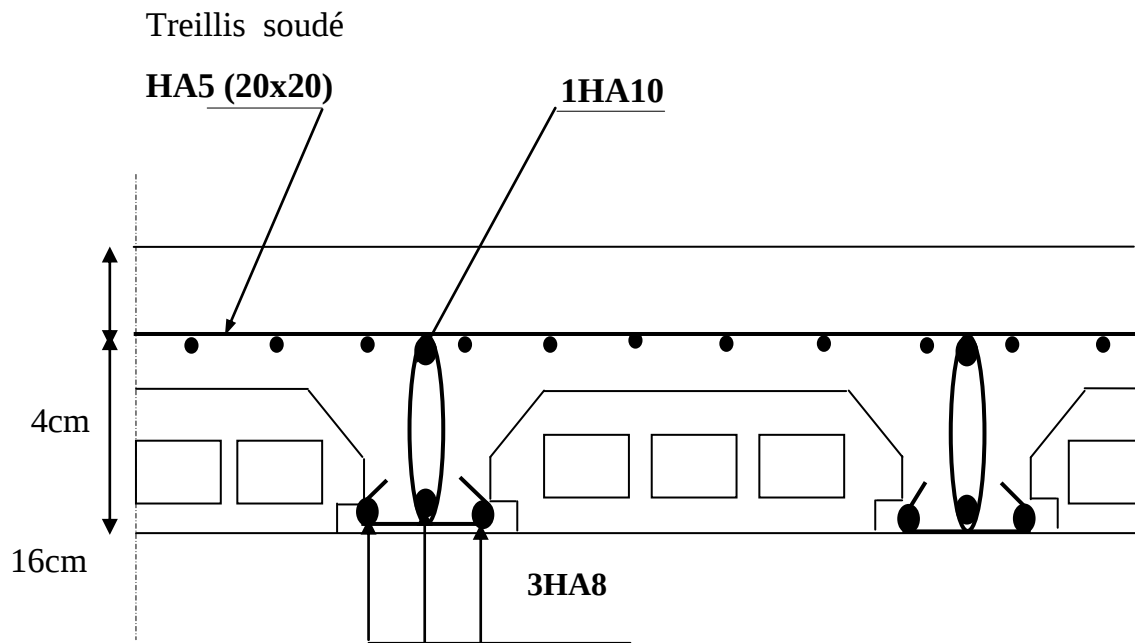
$$2) \quad M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{5.745 \times 2.70^2}{8} = 5.235 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 3.45 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_t}{15M_0} = \frac{3.45}{15 \times 5.235} = 0.044$$

$$\frac{h}{l} = 0.074 > 0.044 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$3) \quad \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{0.79}{18 \times 12} = 0.007 < \frac{3.6}{f_e} = 0.009 \quad \text{La condition est vérifiée.}$$



Schémas de ferrailage de plancher d'étage de service

III .4- Calcul de la dalle pleine :

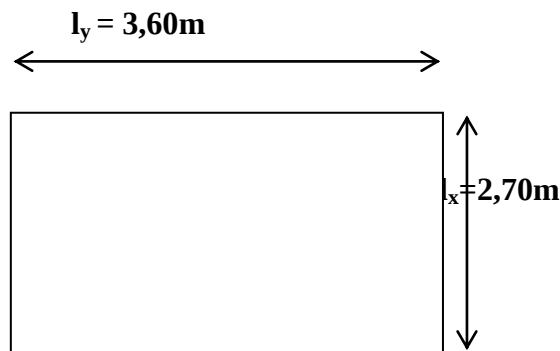
On a deux dalles pleines autour de deux cages d'escaliers desservant le RDC vers S-SOL.

III.4.1- Dimensionnement :

✓ **Épaisseur de la dalle :**

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{270}{30} = 9 \text{ cm}$$

H_t : épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le RPA ; donc on prend une épaisseur de 15cm.



$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.75}{3.65} = 0.75 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travail dans les deux sens.}$$

III .4.2-Calcul à l'ELU :

$$\rho = 0.75 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0622 \\ \mu_y = 0.509 \end{cases} \quad \text{avec } \nu = 0$$

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

$$G = P_{pd} + P_r = [(0.15 \times 25) + 1.22] \times 1$$

$$\Rightarrow G = 4.97 \text{ KN / m}$$

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times (4.97) + 1.5 \times 2.5 = 10.46 \text{ KN/ml}$$

$$M_x = 0,0622 \times 10.46 \times (2.75)^2 = 4.92 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,509 \times 4.92 = 2.5 \text{ KN.m}$$

III .4.2.1-Ferraillage:**➤ Sens X-X :****• Aux appuis :**

$$M_a = 0,5 \times M_x = 0,5 \times 4,92 = 2,46 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2,46 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,01 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

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

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{2,46 \times 10^3}{0,995 \times 13 \times 348} = 0,54 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2,01 cm²**

• En travée :

$$M_t = 0,75 \times M_x = 0,75 \times 4,92 = 3,69 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_{t\max}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3,69 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,015 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,9925$$

$$A_t = \frac{3,69 \times 10^3}{0,9925 \times 13 \times 348} = 0,82 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2,01 cm²**

➤ Sens Y-Y :**• Aux appuis :**

$$M_a = 0,5 \times M_x = 0,5 \times 4,92 = 2,46 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2,46 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,01 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

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

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{2,46 \times 10^3}{0,995 \times 13 \times 348} = 0,54 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2,01 cm²**

- En travée :

$$M_t = 0,75 \times 2,5 = 1,875 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1,875 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,008 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,996.$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{1,875 \times 10^3}{0,996 \times 13 \times 348} = 0,416 \text{ cm}^2.$$

Soit : **4HA8 = 2,01 cm²**

III .4.3- Vérification à l'ELU :

1- Condition de non fragilité (A.4.2.1 BAEL91)

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h_0 \times \frac{(3-\alpha)}{2} \quad \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,5$$

Avec : ρ_0 : Taux d'armatures dans chaque direction ($\rho_0 = 0,8 \text{ ‰}$)

$$A_s = 2,01 \text{ cm}^2 > 0,0008 \times 100 \times 15 \times \frac{(3-0,5)}{2} = 1,5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2-Ecartement des barres : (Art A.8.2.42 BAEL 91)

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

- Direction la plus sollicitée : $S_t \leq \min (2h, 25 \text{ cm})$.
- Direction perpendiculaire : $S_t \leq \min (3h, 33 \text{ cm})$.

-Sens x-x:

- Armatures supérieures : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.
- Armatures inférieures : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

-Sens y-y:

- Armatures supérieures : $S_t = 25 \text{ cm} < \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.
- Armatures inférieures : $S_t = 25 \text{ cm} < \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

III .4.4- Vérification de l'E.L.S :

1) Les moments à l'E.L.S :

$$q_s = G + Q = 4,97 + 2,5 = 7,47 \text{ KN/m}^2.$$

$$\mu_x = 0,0685$$

$$\rightarrow \rho = 0,75 \quad \mu_y = 0,644 ; \mu_x = 0,0685$$

$$M_x = \mu_x q_s l_x^2 = 0,0685 \times 7,47 \times (2,75)^2 = 3,87 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0,644 \times 3,87 = 2,49 \text{ KN.m.}$$

2) Ferrailage:

➤ Sens x-x :

• Aux appuis :

$$M_a = 0,5 \times 3,87 = 1,935 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{1,935 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,008 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\beta = 0,996.$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d f_e / \gamma_s} = \frac{1,935 \times 10^3}{0,996 \times 13^2 \times 348} = 0,43 \text{ m}^2.$$

• En travée :

$$M_t = 0,75 \times 3,87 = 2,9 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{2,9 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,012 \Rightarrow \text{S.S.A.} \Rightarrow \beta = 0,994$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d f_e / \gamma_s} = \frac{2,9 \times 10^3}{0,994 \times 13 \times 348} = 0,645 \text{ cm}^2.$$

➤ Sens y-y :

• Aux appuis :

$$M_a = 0,5 \times 3,87 = 1,935 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{1,935 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,008 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\beta = 0,996.$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d f_e / \gamma_s} = \frac{1,935 \times 10^3}{0,996 \times 13 \times 348} = 0,43 \text{ m}^2.$$

• **En travée :**

$$M_t = 0,75 \times 2,49 = 1,867 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1,867 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0078 \text{ cm}^2 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.} \quad \beta = 0,9961.$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d f_e / \gamma_s} = \frac{2,9 \times 10^3}{0,994 \times 13 \times 348} = 0,645 \text{ cm}^2.$$

Conclusion :

Les armatures adoptées à l'E.L.U sont largement suffisantes.

*** Contrainte de compression dans le béton :**

➤ **Sens x-x :**

• **Aux appuis :** $M_a = 1,935 \text{ KN.m}.$

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,15 \Rightarrow k = 0,016 \text{ et } \beta = 0,936.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{1,935 \times 10^6}{0,936 \times 130 \times 2,01 \times 10^2} = 79,12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,016 \times 79,12 = 1,26 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **En travée :** $M_t = 2,9 \text{ N.m}.$

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,15 \quad k = 0,016 \text{ et } \beta = 0,936.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{2,9 \times 10^6}{0,936 \times 130 \times 2,01 \times 10^2} = 118,57 \text{ MPa}$$

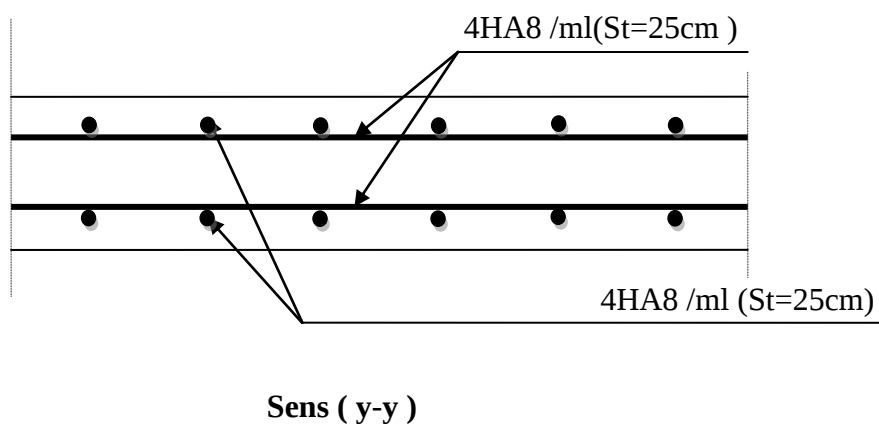
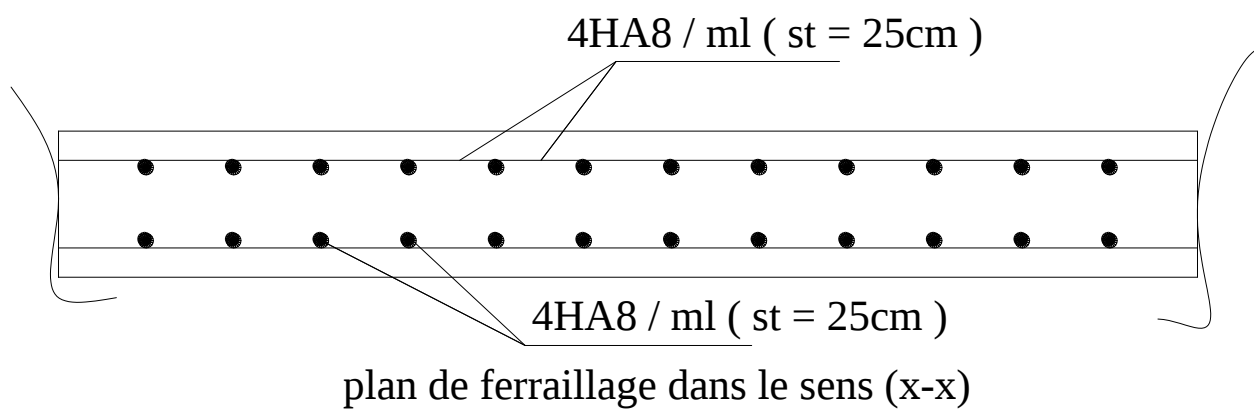
$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,016 \times 118,57 = 1,897 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

On trouve aussi que la condition est vérifiée dans le sens y-y.

➤ **Etat limite de fissuration :**

• La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire.

III .4.5- Plan de ferrailage de la dalle pleine salle machine :



III.5 Etude de la salle machine :

➤ Introduction :

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble. C'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

Les tout premiers modèles s'appelaient monte-charge. Ces derniers existent encore aujourd'hui sous des formes améliorées.

Un ascenseur est constitué d'une plateforme ou d'une cabine qui se déplace le long de glissière verticale dans une cage, appelée cage d'ascenseur de surface $S = 1,10 \times 1,15 = 1,265 m^2$ pouvant charger trois personnes et de faible vitesse $V = 1 m/s$. La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 9 t ; on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine.

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au dessus de la gaine.

Dans ce cas le plancher est calculé pour supporter la charge amenée par les organes moteurs, la cabine, les câbles et les divers accessoires.

➤ Epaisseur de la dalle :

$$h_0 \geq \frac{Lx}{30} = \frac{140}{30} = 4.66 \text{ cm}$$

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le **RPA** ; donc on prend une épaisseur de 15 cm.

La dalle qui supporte les machines est en béton armé avec une épaisseur de 15cm

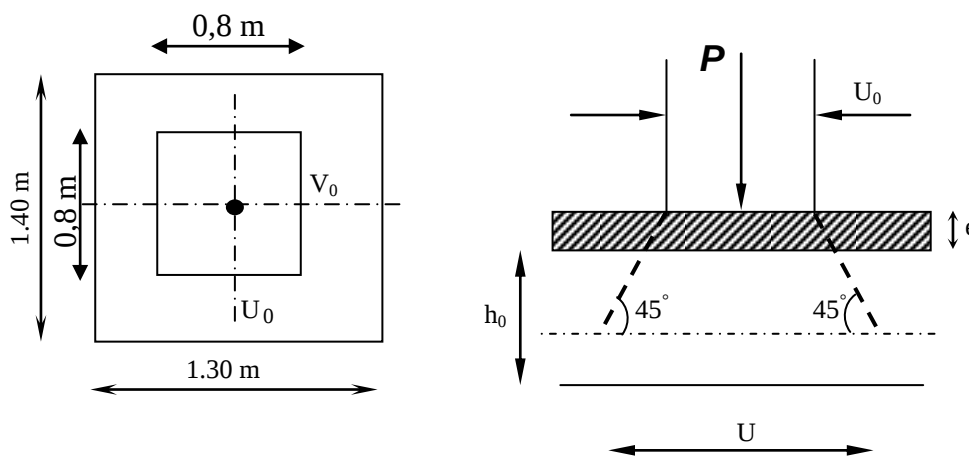


Fig. III.5.1 : Diffusion de charges dans le feuillet moyen

Avec :

h_0 : épaisseur de la dalle (15cm)

e : épaisseur du revêtement (5cm)

$$U = U_0 + 2 \times e + h_0 = 80 + (2 \times 5 \times 1) + 15 = 105 \text{ cm} \Rightarrow U = 105 \text{ cm}$$

$$V = V_0 + 2 \times e + h_0 = 80 + (2 \times 5 \times 1) + 15 = 105 \text{ cm} \Rightarrow V = 105 \text{ cm}$$

III-5.1 Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage :

La dalle repose sur 4 cotés, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de **PIGEAUD**.

a) Les moments dus au système de levage M_{x1} M_{y1} :

$$M_{x1} = q(M_1 + \nu \cdot M_2)$$

$$M_{y1} = q(M_2 + \nu \cdot M_1)$$

ν : Coefficient de Poisson

M_{x1} et M_{y1} : Moments fléchissant au milieu du panneau dans les sens XX et YY, dues à la charge concentrée.

M_1 et M_2 : coefficients déterminés à partir des rapports $\left(\frac{U}{L_x}\right)$, $\left(\frac{V}{L_y}\right)$ et $\left(\frac{L_x}{L_y}\right)$ dans les abaques de PIGEAUD.

b) Calcul des efforts :

A partir des abaques de PIGEAUD :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.30}{1.40} = 0.93 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{105}{130} = 0.8 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{140} = 0,75 \end{array} \right.$$

Après avoir fait les interpellations nécessaires sur les tables de PIGEAUD on obtient :

$$M_1 = 0.0606, \quad M_2 = 0.0512$$

À L'ELU :

$$\nu = 0$$

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

$$q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 121,5 \times 0,0606 = 7,36 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 121,5 \times 0,0512 = 6,22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.5.2 Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

$$\text{Pour : } \rho = 0,93 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \mu_x = 0,428 \\ \mu_y = 0,841 \end{cases}$$

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

$$q_u = 1,35 \times (25 \times 0,15) + 1,5 \times 1$$

$$q_u = 6,56 \text{ KN / m}^2$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0,428 \times 6,56 \times (1,30)^2 = 0,474 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,841 \times 0,474 = 0,40 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{On a : } \frac{M_x}{M_y} = \frac{0,474}{0,40} = 1,185 > 0,25$$

➤ **Superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7,366 + 0,474 = 7,84 \text{ KN.ml}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,22 + 0,4 = 6,62 \text{ KN.ml}$$

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,85) et en appuis par (0,3) pour tenir compte de la non continuité de la dalle.

III.5.3 Ferrailage :

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur.

Sens x-x :

➤ **Aux appuis :**

$$M_a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 7,84 = 2,35 \text{ KN.m}$$

$$d = h_t - 2 = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2,35 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0098 < \mu_l = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée.

$$\mu_b = 0,0098 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.9951$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{2.35 \times 10^3}{0.9951 \times 0.13 \times 348 \times 10^2} = 0.522 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5HA8 = 2,51 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :**

$$M_t = 0.85 M_x = 0.85 \times 7.84 = 6.664 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{6.664 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.028 < \mu_l = 0.392 \text{ cm}$$

⇒ La section est simplement armée :

$$\mu_b = 0.028 \rightarrow \beta = 0.986$$

$$A_t = \frac{6.664 \times 10^3}{0.986 \times 0.13 \times 348 \times 10^2} = 1.49 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5HA8 = 2,51 \text{ cm}^2$$

Sens y-y :

➤ **Aux appuis :**

$$M_a = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 7.84 = 2.35 \text{ KN.m}$$

$$d = h_t - 2 = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{Ma}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2.35 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.0098 < \mu_l = 0.392$$

⇒ La section est simplement armée.

$$\mu_b = 0,0098 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.9951$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{2.35 \times 10^3}{0.9951 \times 0.13 \times 348 \times 10^2} = 0.522 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5HA8 = 2,51 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :**

$$M_t = 0.85 M_y = 0.85 \times 6.22 = 5.287 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{5.287 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,022 < \mu_l = 0,392 \text{ cm}$$

⇒ La section est simplement armée :

$$\mu_b = 0.022 \rightarrow \beta = 0.989$$

$$A_t = \frac{5.287 \times 10^3}{0.989 \times 0.13 \times 348 \times 10^2} = 1.18 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

III.5.4 Résumé des résultats

zone	sens	Mu (KN. m)	μ	β	A (cm ²)	A Adoptée	A Adoptée (cm ²)
Sur appuis	x-x	2.35	0,0098	0,9951	0.552	5HA8	2.51
	y-y	2.35	0,0098	0,9951	0.552	5HA8	2.51
En travée	x-x	6.664	0,028	0,986	1.49	5HA8	2.51
	y-y	5.287	0,022	0,989	1.18	4HA8	2.01

III.5.5 Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité : (Art : B.7.4/BAEL91) :

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2}$$

Avec ρ_0 : taux d'armatures dans chaque direction ($\rho_0 = 0,0008$).

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.30}{1.40} = 0.93$$

➤ En appuis :

$$A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \times \frac{(3 - 0.93)}{2} = 1.24 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.24 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens x-x :

➤ En travée :

$$A \geq 100 \times 15 \times \frac{0.008}{2} (3 - 0.93) = 1.24 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.51 > 1.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

Sens y-y :

➤ En travée :

$$A \geq 100 \times 15 \times \frac{0.0008}{2} (3 - 0.93) = 1.24 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.01 > 1.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

b) Diamètre minimal des barres : (art A-8.2.42 BAEL91) :

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à un chargement concentré doit être égal à la :

Direction la plus sollicitée : $St \leq \min(2h; 25cm)$

Direction perpendiculaire : $St \leq \min(3h; 33cm)$

Armatures supérieures : $St = 20cm \leq \min(2h; 25cm) = 25cm$.

Armatures inférieures : $St = (20 ; 25)cm \leq \min(3h; 33cm) = 33cm$.

c) Vérification au poinçonnement :

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$q_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : q_u : charge de calcul à l'ELU

μ_c : Périmètre du contour

h : Épaisseur de la dalle

$$\mu_c = 2(U + V)$$

$$\mu_c = 2(1,05 + 1,05) = 4,2m$$

$$q_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$q_u \leq \frac{0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 472,5KN$$

$$q_u = 1,35 \times 90 = 121,5KN \leq 472,5KN \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

d) Vérification de la contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge ; et on a $U = V$

Donc :

Au milieu de U on a :

$$V_u = \frac{P}{(2U + V)}$$

$$V_u = \frac{90}{2 \times 1,05 + 1,05} = 28,57KN \quad \text{Au milieu de } V \text{ on a :}$$

$$V_u = \frac{P}{3U}$$

$$V_u = \frac{90}{3 \times 1,05} = 28,57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{28,57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,219 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{1,5}; 5 \text{ Mpa} \right\} \Rightarrow \overline{\tau_u} = \min \{ 0,13 f_{c28}; 5 \text{ Mpa} \} = 3,25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,219 \text{ Mpa} < \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ Mpa} \Rightarrow (\text{condition vérifiée})$$

III.5.6 Vérification à L'ELS :

$$(\nu = 0,2)$$

III.5.6.1 Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage :

$$M_{x1} = q(M_1 + \nu \cdot M_2)$$

$$M_{y1} = q(M_2 + \nu \cdot M_1)$$

$$\text{D'où } M_1 = 0.0606, \quad M_2 = 0.0512 \quad (\text{Table de PIGEAUD})$$

$$q_s = G + Q = G$$

$$q_s = 90 \text{ KN.m}$$

$$M_{x1} = 90 \times [0.0606 + (0.2 \times 0.0512)] = 6.37 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 90 \times (0.0512 + 0.2 \times 0.0606) = 5.70 \text{ KN.m}$$

III.5.6.2 Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

$$\text{Pour : } \rho = 0,93 \xrightarrow{\text{tableau}} \mu_x = 0.0428$$

$$\mu_y = 0.841$$

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = (25 \times 0.15) + 1$$

$$q_s = 4.75 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$M_{x2} = 0.0428 \times 4.75 \times (1.30)^2 = 0.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.841 \times 0.34 = 0.29 \text{ KN.m}$$

➤ **Superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.37 + 0.34 = 6.71 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.70 + 0.29 = 5.99 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens x-x :**• **Aux appuis :**

$$M_a = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 6.71 = 2.01 \text{ KN.m}$$

• **En travée :**

$$M_t = 0.85 M_x = 0.85 \times 6.71 = 5.7 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens y-y :**• **Aux appuis :**

$$M_a = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 6.71 = 2.01 \text{ KN.m}$$

• **En travée :**

$$M_t = 0.85 M_y = 0.85 \times 5.99 = 5.09 \text{ KN.m}$$

III.5.7 Vérification des contraintes dans le béton :

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

➤ **Sens X-X :**• **Aux Appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{2.35}{2.01} = 1.17$$

$$\mu_u = 0.0098 \rightarrow \alpha = 0.0123$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.17 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.335 > \alpha = 0.0123 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{6.664}{5.7} = 1.17$$

$$\mu_u = 0.028 \rightarrow \alpha = 0.0355$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.17 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.355 > \alpha = 0.0355 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Sens Y-Y :

• En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{5.287}{5.09} = 1.04$$

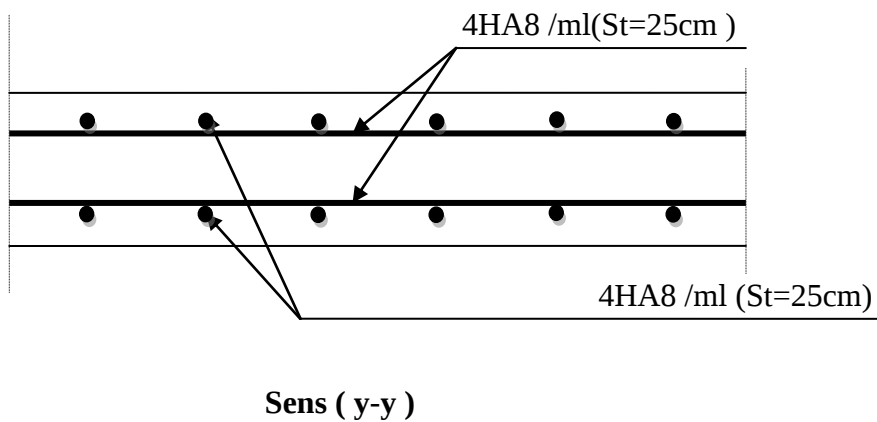
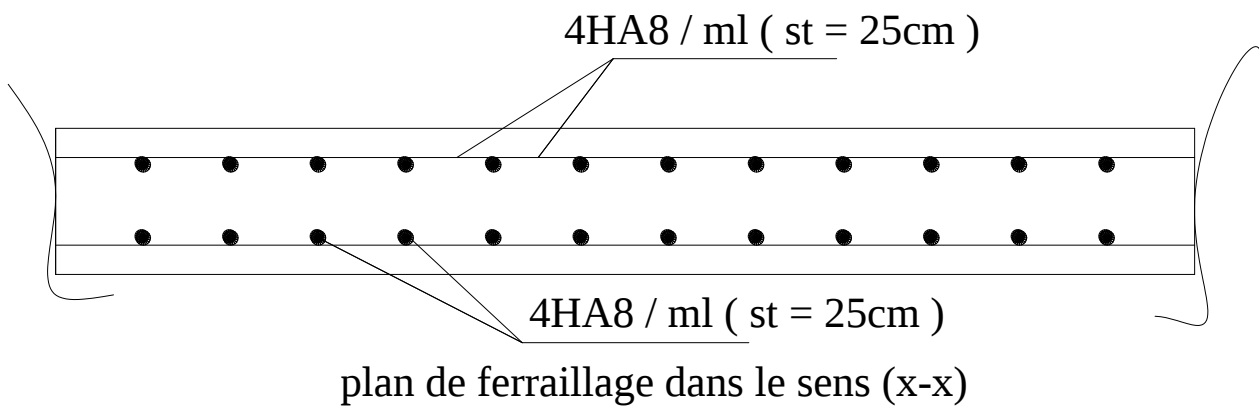
$$\mu_u = 0.022 \rightarrow \alpha = 0.0279$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.04 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.27 > \alpha = 0.0279 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.5.8 Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL99 Artc4-5-32) :

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

IV.4.5- Plan de ferrailage de la dalle pleine salle machine :



III.6. Calcul des escaliers :

III.6.1. Définition :

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

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

III.6.2. Terminologie :

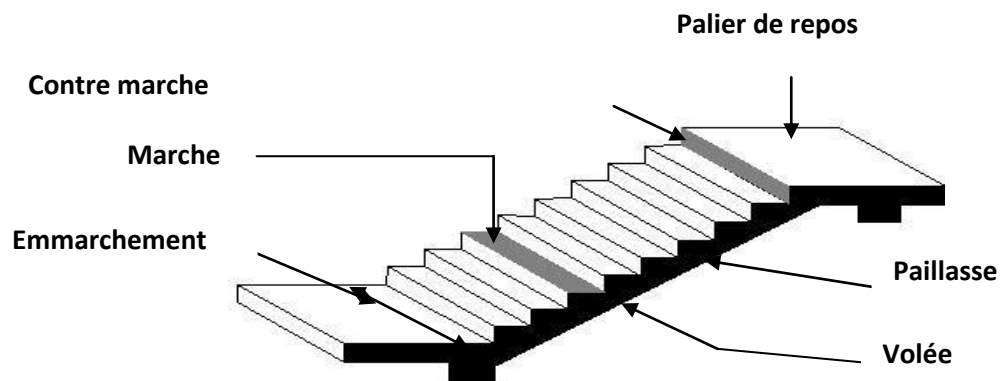


Figure III.6.1: Principaux termes relatifs à un escalier

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

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

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

n : nombre de contre marches donné par : $n = H/h$.

Avec : H : hauteur entre deux niveaux consécutifs.

Hauteur de la contre marche « h » : c'est la différence de niveau entre deux marches successives.

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

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

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

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

L'emmarchement : représente la largeur de la marche.

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

Le rapport $(r = h/g)$ est appelé raideur de l'escalier.

III.6.3. Les différents types d'escaliers :

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

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

La **figure III.7.a** donne quelques exemples des systèmes les plus courants pour les escaliers intérieurs des immeubles.

Un escalier extérieur permettant l'accès à un immeuble, s'appelle un perron. On peut en imaginer des formes et des dispositions très variées, la **figure III.7.b** donne quelques exemples :

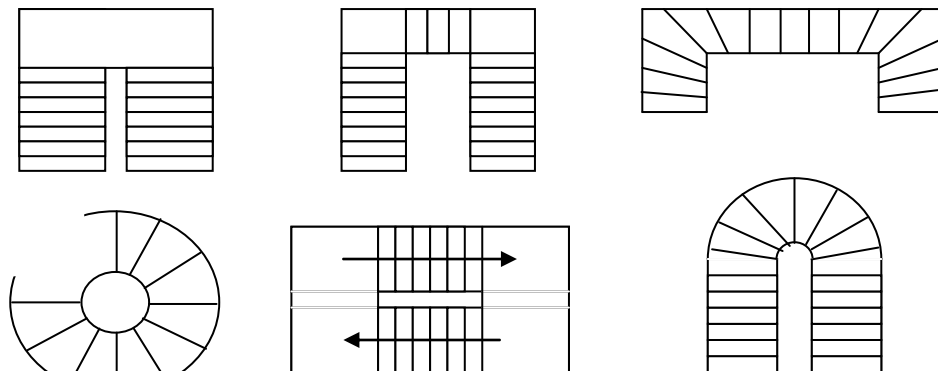
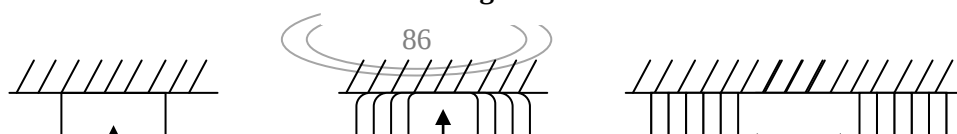


Fig III.6.2.a



III.6.4. Pré-dimensionnement :

- **Marches et contre marches :**

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

$$59cm \leq 2h + g \leq 66cm.$$

$$n = \frac{459}{17} = 27$$

La limite inférieure (59 cm) correspond à des escaliers courants d'appartements et la limite supérieure (66 cm) à des locaux publics. On peut naturellement sortir de cette fourchette s'il y a nécessité.

Pour dimensionner, on prend en compte ce qui suit :

Pour un bâtiment à usage d'habitation collective ou publique, on peut retenir les dimensions suivantes : $15cm \leq h \leq 18cm$.

$$29cm \leq g \leq 34cm.$$

La ligne de foulée (L') représente la trajectoire que suit une personne qui monte l'escalier, elle est tracée à 50 cm du collet.

Application :

Vue les hauteurs du RDC et des étages courants on optera pour des $h=17cm$ et $g= 30cm$.

Donc :

➤ Pour le RDC on aura :

$n = \frac{459}{17} = 27$ Contres marches qu'on répartira sur trois volées identiques de neufs contres marches chaque'une.

➤ Pour les étages courants :

$n = \frac{306}{17} = 18$ Contres marches qu'on répartira sur deux volées identiques de neufs contres marche chaque'une.

Vérification de la relation de BLONDEL :

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

On remarque bien que $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$. $\Rightarrow$ La condition est vérifiée.

Dans notre bâtiment toutes les volées sont identiques, alors on fera l'étude d'une volée et on généralisera son ferrailage pour les autres travées de la cage d'escalier.

• **Schéma statique :**

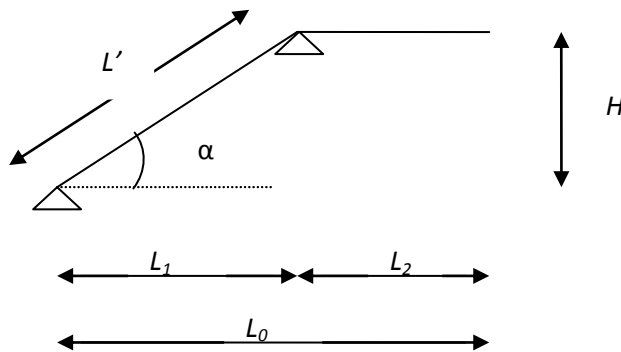


Figure III.6.3 : Schéma statique d'une volée

1) Epaisseur de la paillasse et du palier :

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

Avec :

L : longueur réelle de la paillasse et du palier : $L = L' + L_2$.

Calcul de L' :

Soient :

H : hauteur de la volée : $H = n \times h = 9 \times 0.17 = 1.53m$.

L_1 : longueur de la paillasse projetée : $L_1 = n \times g = 9 \times 0.3 = 2.70m$

L_2 : longueur (profondeur) du palier : $L_2 = L_0 - L_1 = 4.10 - 2.70 = 1.40m$.

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{270} = 0.566 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0.87$$

$$L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{270}{0.87} = 310.34cm.$$

$$\Rightarrow L = 310.34 + 170 = 480.34cm$$

$$\text{D'où : } \frac{480.34}{30} \leq e_p \leq \frac{480.34}{20} \Rightarrow 16.01cm \leq e_p \leq 24.01cm.$$

On opte alors pour une épaisseur : $e_p = 18cm$.

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

2) Détermination des charges et surcharges :

a. Charges permanentes :

• Poids des revêtements :

Tableau III.6.1 : Poids des revêtements

ELEMENTS	POIDS (KN/M²)
- Revêtement de carrelage (2 cm)	$22 \times 0.02 = 0.44$

- Mortier de pose (2 cm)	$22 \times 0.02 = 0.44$
- Couche de sable (2 cm)	$18 \times 0.02 = 0.36$
- Enduit de ciment (1.5 cm)	$22 \times 0.015 = 0.33$
- Poids propre du garde corps	0.2
Charge totale	$G_r = 1.77$

- **Le palier :**

Tableau III.6.2 : Charge totale du palier

ELEMENTS	POIDS (KN/M ²)
- Poids propre de la dalle pleine en BA	$25 \times 0.18 = 4.5$
- Poids des revêtements	1.77
Charge totale	$G_1 = 6.27$

- **La volée :**

Tableau III.6.3 : Charge totale de la volée

ELEMENTS	POIDS (KN/M ²)
- Poids propre de la pailleasse	$\frac{25 \times 0.18}{\cos \alpha} = 5.17$

- Poids des marches	$\frac{25 \times 0.17}{2} = 2.12$
- Poids des revêtements	1.77
Charge totale	$G_2 = 9.06$

b. Surcharge d'exploitation :

$$Q = 2.5 \text{ KN/ml.}$$

c. Combinaison de charges à l'ELU :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

Palier : $q_u = [(1.35 \times 6.27) + (1.5 \times 2.5)] \times 1m = 12.21 \text{ KN / ml.}$

Volée : $q_u = [(1.35 \times 9.06) + (1.5 \times 2.5)] \times 1m = 15.98 \text{ KN / ml.}$

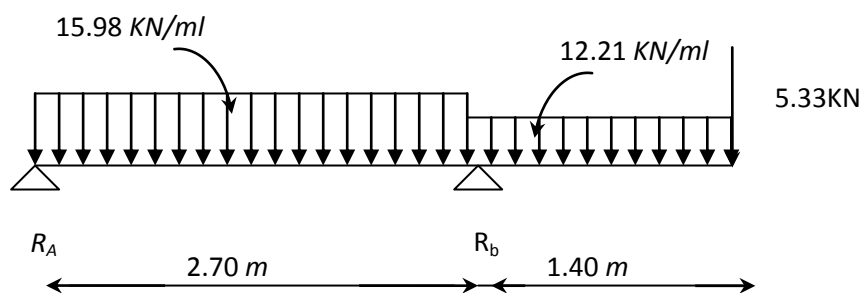
3) Calculs à l'ELU :**1. Calcul des efforts internes :**

Figure III.6.4: Schéma statique de calcul de la 1^{ère} volée à l'ELU

a. Réactions d'appuis :

D'après les formules de la RDM :

➤ **Réaction d'appuis :**

$$\sum F/Y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_{u1} \times 2.7) + (q_{u2} \times 1.40) + q_{mur} = (2.7 \times 15.98) + (12.21 \times 1.40) + 5.33 = 65.57 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 2.7R_B - 12.21 \left[(2.7 + \frac{1.40}{2}) \times 1.40 \right] - \left[15.98 \times (2.7 \times \frac{2.7}{2}) \right] - 5.33 \times (2.7 + 1.4) = 0$$

$$\Rightarrow 2.7R_B - 138.22 = 0 \Rightarrow R_B = 51.19 \text{ KN}$$

Donc $R_A = 14.38 \text{ KN}$

b. Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

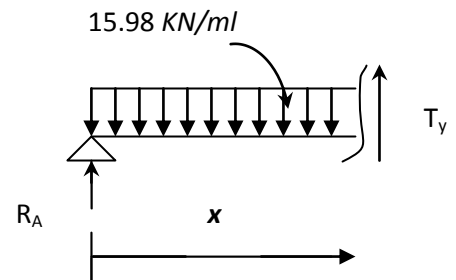
✓ Efforts tranchants :

➤ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.70 \text{ m}$

$$T(x) - q_{u1}x + R_a = 0 \Rightarrow T(x) = q_{u1}x - R_a$$

$$T(x) = 15.98x - 14.38$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T(x=0) = -14.38 \text{ KN} \\ T(x=2.70) = 28.76 \text{ KN} \end{cases}$$

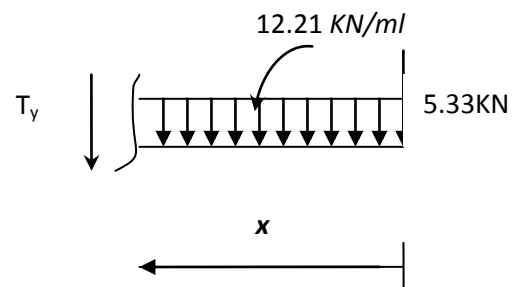


➤ 2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$

$$T(x) + q_{u2}x + q_{mur} = 0 \Rightarrow T(x) = -q_{u2}x - 5.33$$

$$T(x) = -12.21x - 5.33$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T(x=0) = -5.33 \text{ KN} \\ T(x=1.40) = -22.42 \text{ KN} \end{cases}$$



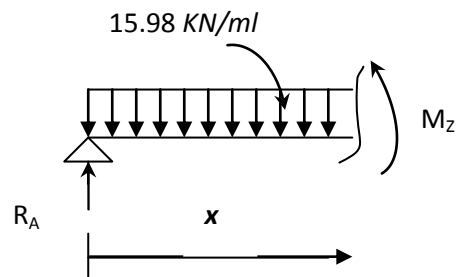
✓ Moments fléchissants :

➤ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.7 \text{ m}$

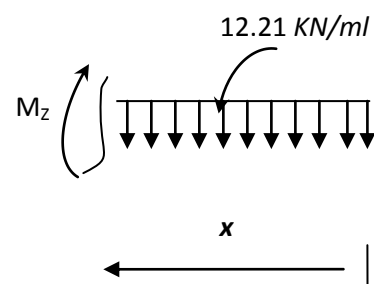
$$M(x) - R_Ax + q_{u1} \times \frac{x^2}{2} \Rightarrow M(x) = R_Ax - q_{u1} \times \frac{x^2}{2}$$

$$\Rightarrow M(x) = 14.38x - 15.98 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x=2.7) = -17.8 \text{ KN.m} \end{cases}$$



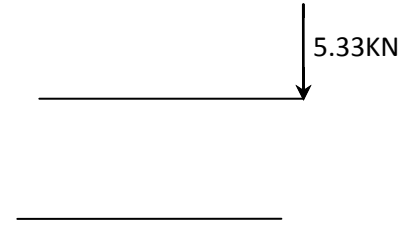
➤ 2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$



$$M(x) + q_{u2} \times \frac{x^2}{2} + q_{mur} \times x \Rightarrow M(x) = -q_{u2} \times \frac{x^2}{2} - q_{mur} x$$

$$\Rightarrow M(x) = -12.21 \times \frac{x^2}{2} - (5.33 \times x)$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x=1.4) = -19.43 \text{ KN.m} \end{cases}$$



✓ **Moment maximum :**

$$T_y = 0 \Rightarrow M = \max$$

$$T(x) = 15.98x - 14.38 = 0$$

$$\Rightarrow x = 0.9 \text{ m}$$

$$M_z(3) = 14.38 \times 0.9 - 15.98 \times \frac{(0.9)^2}{2}$$

$$\Rightarrow M_{\max} = 6.47 \text{ KN.m}$$

Remarque :

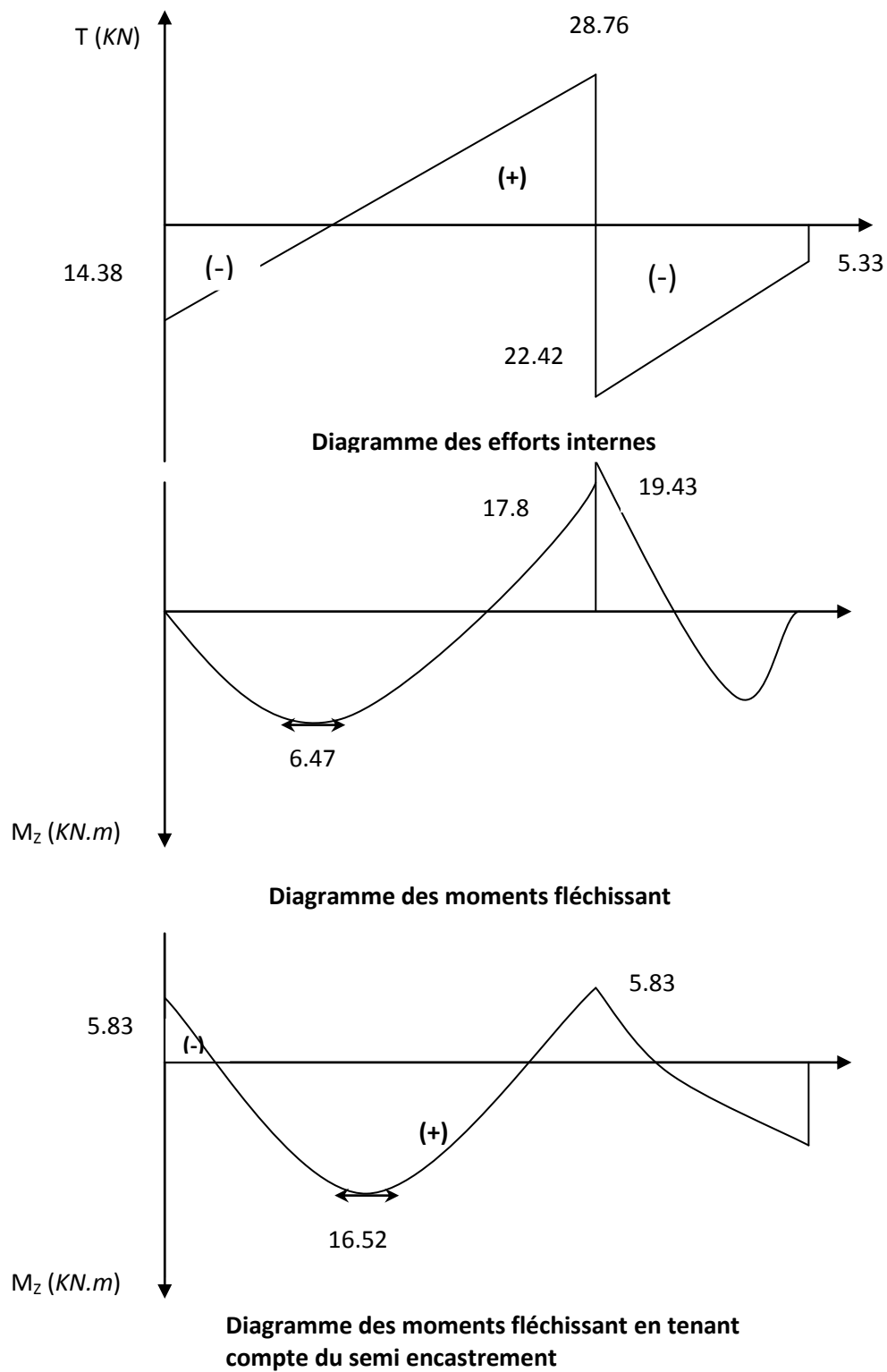
Vu que les moments sur appuis sont nettement plus important que les moments en travée. Alors pour le ferrailage des sections, on utilisera le moment max sur appuis

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $M_{\max}$ au niveau des appuis et en travée.

$$M_u^{ap} = (0.3) M_{\max} = (-0.3) \times (19.43) = -5.83 \text{ KN.m}$$

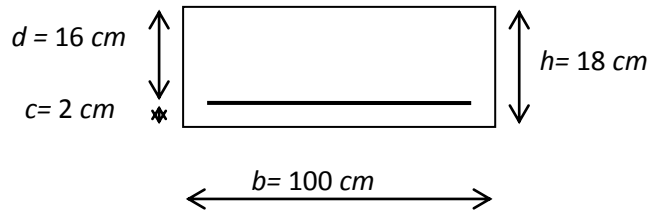
$$M_u^t = (0.85) M_{\max} = (0.85) \times (19.43) = 16.52 \text{ KN.m}$$

c. Diagrammes des efforts internes



2. Ferrailage :

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 18 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 16 \text{ cm}$.



Le calcul s'effectuera pour une bande de 1 m d'emmarchement et une bande de 1 m de projection horizontale de la volée, tout en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

- **Moment réduit μ_b :**

$$\mu_b = \frac{M}{bd^2 f_{bu}}. \quad \text{Avec :}$$

M : moment supporté par la section.

f_{bu} : Contrainte limite de compression dans le béton.

b et d : dimensions de la section.

- **Section d'armatures :**

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} ; \quad \text{Avec : } \sigma_{st} : \text{Contrainte limite de l'acier}$$

a) Calcul des armatures principales :

- ❖ **Aux appuis :**

$$M_u^{ap} = 5.83 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^{ap}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5.83 \times 10^3}{100 \times (16)^2 \times (14.2)} = 0.016 < \mu_l = 0.392. \quad \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0.016 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.992$$

$$A_u = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5.83 \times 10^3}{0.992 \times 16 \times 348} = 1.05 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 4 \text{ HA } 10 = 3.14 \text{ cm}^2$; Avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$.

❖ En travée :

$$M_u^t = 16.52 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{16.52 \times 10^3}{100 \times (16)^2 \times (14.2)} = 0.045 < \mu_l = 0.392. \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0.045 \Rightarrow \beta = 0.9765$$

$$A_t = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{16.52 \times 10^3}{0.9765 \times 16 \times 348} = 3.04 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 5 \text{ HA } 10 = 3.93 \text{ cm}^2$; Avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$.

b) Calcul des armatures de répartition :

❖ Aux appuis :

$$A_r^a = \frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r^a = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$; Avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$.

❖ En travée :

$$A_r^t = \frac{A_t}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r^t = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$; Avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$.

3. Vérifications à l'ELU :

a. Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 modifié 99)

$$A_s \geq A_{\min}$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 16 \times \frac{2.1}{400} = 1.93 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 5 \text{ HA } 10 = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \\ A_a = 4 \text{ HA } 10 = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Repartition des barres :✓ **Armatures principales :**

$$S_t < \min(4h; 33) = \min(60; 33) = 33 \text{ cm.}$$

$$S_t = \{20; 25\} < 33 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Armatures de répartition :**

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

$$S_t = \{25; 25\} < 45 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c. Vérification de l'entraînement des barres : (Art A.6.1, 3/BAEL 91 modifié 99)

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec : } \psi_s = 1.5 \text{ (HA)}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$V_u^{\max} = 28.76 \text{ KN (Effort tranchant max)}$$

$\sum U_i$: désignant la somme des périmètres utiles des barres ou des paquets

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{28.76 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 125.6} = 1.59 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.59 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

d. Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.1,1/BAEL 91 modifié 99)

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{Art A.5.1,21/BAEL 91 modifié 99})$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{28.76 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0.179 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.179 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

e. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

- Influence sur le béton : (Art A.5.1,313/ BAEL 91 modifié 99)

$$\frac{2\bar{V}_u}{b.a} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow \bar{V}_u = \frac{0.4 \cdot f_{c28} \cdot a \cdot b}{\gamma_b} ; \text{ Avec : } a = 0.9 d ;$$

$$\bar{V}_u = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.9 \times 0.16 \times 1}{1.5} = 960 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 28.76 \text{ KN} < \bar{V}_u = 960 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

f. Ancrage des barres aux appuis :

La longueur de scellement droit : $L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s}$

Avec : $\tau_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

Pour les barres HA10

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

Les armatures comportent des crochets, donc :

$$\{ L_s = 0.4 \times 35.27 = 14.11 \text{ cm}$$

Soit : $L_s = 15 \text{ cm}$ pour les HA 10

4) Calcul à l'ELS :

- Combinaison de charges à l'ELS :
 $q_s = G + Q$

Palier : $q_s = (6.27 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 8.77 \text{ KN / ml.}$

Volée : $q_s = (9.06 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 11.56 \text{ KN / ml.}$

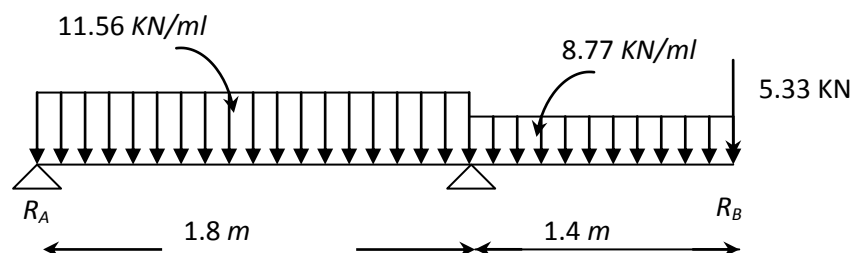


Figure III.6.6: Schéma statique de calcul de la 1^{ère} volée à l'ELS

1. Calcul des efforts internes :**d. Réactions d'appuis :**

D'après les formules de la RDM :

➤ Réaction d'appuis :

$$\begin{aligned}\sum F/Y &= 0 \Rightarrow R_A + R_B + q_{mur} = (q_{s1} \times 2.7) + (q_{s2} \times 1.40) + 5.33 \\ &= (2.7 \times 11.56) + (8.77 \times 1.40) + 5.33 = 48.82 \text{ KN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sum M/A &= 0 \Rightarrow -2.7R_B + 8.77 \left[(2.7 + \frac{1.40}{2}) \times 1.40 \right] + \left[11.56 \times (2.7 \times \frac{2.7}{2}) \right] + (5.33 \times 4.1) = 0 \\ \Rightarrow -2.7R_B + 105.73 &= 0 \Rightarrow R_B = 39.16 \text{ KN}\end{aligned}$$

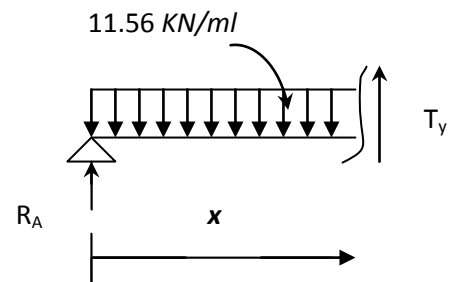
Donc $R_A = 9.66 \text{ KN}$

e. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissants :**✓ Efforts tranchants :****➤ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.70 \text{ m}$**

$$T(x) - q_{u1}x + R_a = 0 \Rightarrow T(x) = q_{u1}x - R_a$$

$$T(x) = 11.56x - 9.66$$

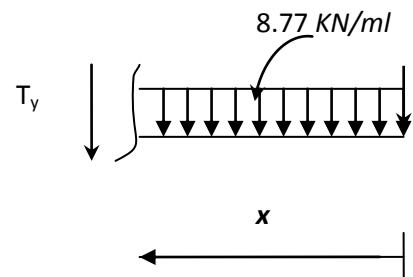
$$\Rightarrow \begin{cases} T(x=0) = -9.66 \text{ KN} \\ T(x=2.70) = 21.55 \text{ KN} \end{cases}$$

**➤ 2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$**

$$T(x) + q_{s2}x + q_{mur} = 0 \Rightarrow T(x) = -q_{s2}x - q_{mur}$$

$$T(x) = -8.77x - 5.33 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T(x=0) = -5.33 \text{ KN} \\ T(x=1.40) = -17.61 \text{ KN} \end{cases}$$



✓ Moments fléchissants :

➤ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.7m$

$$M(x) - R_A x + q_{s1} \times \frac{x^2}{2} \Rightarrow M(x) = R_A x - q_{s1} \times \frac{x^2}{2}$$

$$\Rightarrow M(x) = 9.66x - 11.56 \times \frac{x^2}{2}$$

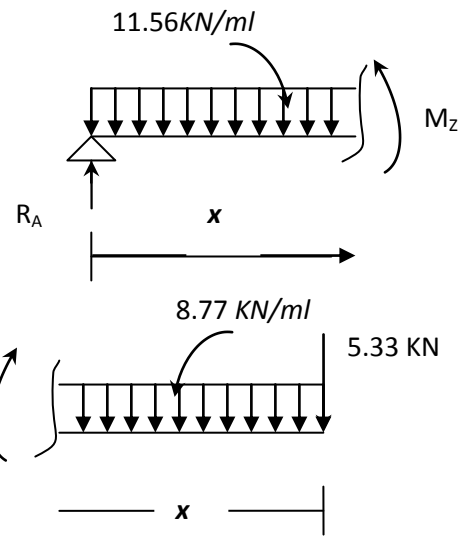
$$\Rightarrow \begin{cases} M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x=2.7) = -16.05 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ 2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.4m$

$$M(x) + q_{s2} \times \frac{x^2}{2} + q_{mur} \times x \Rightarrow M(x) = -q_{mur} x - q_{s2} \times \frac{x^2}{2} \quad M_z$$

$$\Rightarrow M(x) = -5.33x - 8.77 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x=1.4) = -16.05 \text{ KN.m} \end{cases}$$



✓ Moment maximum :

$$T_y = 0 \Rightarrow M = \max$$

$$T(x) = 11.56x - 9.66 = 0$$

$$\Rightarrow x = 0.835m$$

$$M(0.835) = 9.66 \times 0.835 - 11.56 \times \frac{(0.835)^2}{2}$$

$$\Rightarrow M_{\max} = 4.036 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Vu que les moments sur appuis sont nettement plus importants que les moments en travée. Alors pour le ferrailage des sections, on utilisera le moment max sur appuis.

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $M_{\max}$ au niveau des appuis et en travée.

$$M_u^{ap} = (0.3) M_{\max} = (0.3) \times (16.05) = 4.815 \text{ KN.m}$$

$$M_u^t = (0.85) M_{\max} = (0.85) \times (16.05) = 13.64 \text{ KN.m}$$

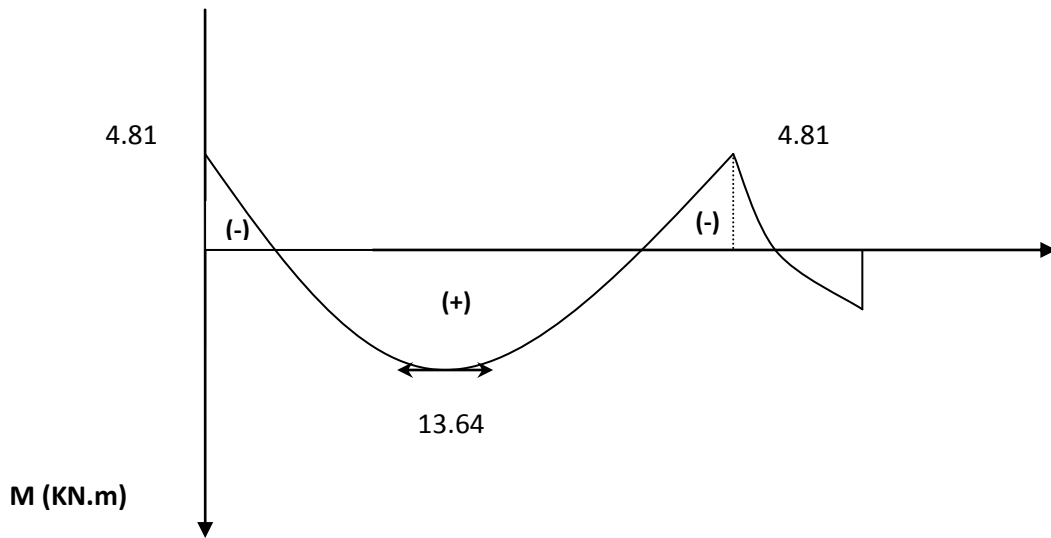


Figure III.6.7 : Diagramme des moments corrigé de la 1^{ère} volée à l'ELS

2. vérifications à l'ELS :

a. contrainte de compression dans le béton :

On doit vérifier que :

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

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

✓ Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 16} = 0.196 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.9283 \\ K_1 = 54.77 \end{cases}$$

-Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{4.81 \times 10^3}{0.9283 \times 16 \times 3.14} = 103.13 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \quad (\gamma_s = 1.15)$$

$$\sigma_s = 103.13 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

-Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{103.13}{54.77} = 1.88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.66 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 16} = 0.245 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.921 \\ K_1 = 48.29 \end{cases}$$

-Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{13.64 \times 10^3}{0.921 \times 16 \times 3.93} = 235.53 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \quad (\gamma_s = 1.15)$$

$$\sigma_s = 235.53 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

-Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{235.53}{48.29} = 4.877 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.877 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{410} = 0.036 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

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

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

Avec : $q_s = 11.56 \text{ KN/ml}$.

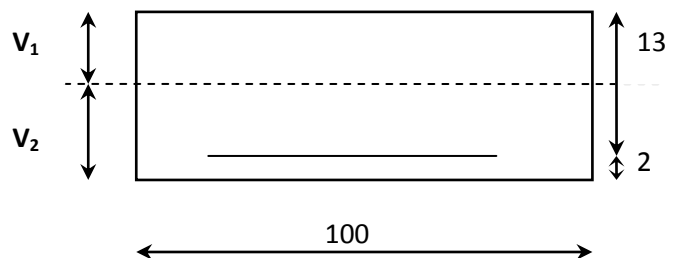
E_v : Module de déformation différé.

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

I : moment d'inertie de la section homogène par rapport au centre de gravité.

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C_2)^2$$

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



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

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times (15)^2}{2} + (15 \times 3.93 \times 13) = 12016.35 \text{ cm}^3$$

B_0 : surface de la section homogène.

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 15) + (15 \times 3.93) = 1558.95 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{12016.35}{1558.95} = 7.7 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.7 = 7.3 \text{ cm.}$$

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

$$I = \frac{100}{3} \times ((7.7)^3 + (7.3)^3) + 15 \times 3.93 \times (7.3 - 2)^2$$

$$I = 29840.905 \text{ cm}^4.$$

D'où :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11.56 \times (2700)^4 \times 10^6}{10818.86 \times 29840.905 \times 10^4} = 1.26 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{2700}{500} = 5.40 \text{ mm}$$

$$f = 1.26 \text{ mm} \leq \bar{f} = 5.40 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IV-1) Présentation de logiciel ETABS :

Introduction :

L'étude dynamique d'une structure est souvent très complexe et demande un calcul très long et fastidieux. En s'appuyant sur l'outil informatique et la méthode des éléments finis, la modélisation sur logiciel de calcul nous permet d'obtenir en un temps très court des résultats plus fiables et plus précis.

IV-1-1) Principes de la MEF:

La modélisation de la structure se fait par la méthode des éléments finis, qui est une généralisation de la méthode des déformations, pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux.

La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments. La structure peut être considérée comme un assemblage d'éléments indépendants.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée. Pour chaque type d'élément, une fonction de déformation de forme polynomiale (fonction de forme) détermine la relation entre la déformation et la force nodale. Cette fonction peut être dérivée sur la base du principe de l'énergie minimale. Cette relation est connue sous le nom de « matrice de rigidité de l'élément ».

Un système d'équations algébriques linéaires peut être établi, en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnues les déformations au niveau des nœuds.

Enfin, la solution consiste à déterminer ces déformations. Puis, les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV-1-2) Description du logiciel 'ETABS' :

L'ETABS est un logiciel de conception, calcul et dimensionnement des structures d'ingénieries particulièrement adaptée aux bâtiments et ouvrages de génie civil.

Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques.

Le post processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppées, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

Chapitre V : vérification RPA

V-1- Introduction :

Le mot séisme vient du grec seismos qui signifie (secousse) .C'est une série de secousse du sol plus ou moins violentes, soudaines, imprevisible et localisées, on parle également de tremblement de terre.

Les séismes mettent en évidence l'activité interne de la planète terre, souvent un séisme se compose d'une au plusieurs secousses (réplique) au cours des heures et jours suivants.

Une grande partie de notre pays est sujet à d'importantes secousses sismiques, celles ci peuvent causer d'important (dégâts) dommages sur les constructions ainsi que des pertes de vies humaines.

Le règlement parasismique algérien a été conçu dans le but de prévoir les mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer un degré de protection acceptable aux vies humaines et aux biens matériels.

Pour le calcul et la justification des bâtiments courants, le (RPA 99/version2003) nous propose deux méthodes de calcul :

- La méthode statique équivalente.
- Les méthodes dynamiques.
-

Vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont vérifiées [Art4.1.2RPA99/Version2003] à savoir la régularité en plan et en élévation et une hauteur de la tour inférieure à 65 m en zone IIa, nous allons effectuer l'étude au séisme par « la méthode statique équivalente ».

V-2- Méthode statique équivalente

1- Principe de la méthode

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plans horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant les deux directions orthogonales choisies par le projecteur ; dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

2- Modélisation

- a) Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers, et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau.
- b) La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en BA ou en maçonnerie.
- c) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

3- Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T \dots\dots\dots [\text{Art.4.2.3 RPA 99/Version2003}].$$

Avec : A : coefficient d'accélération de la zone.

R : coefficient de comportement de la structure.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

W : poids total de la structure.

a- Estimation de la période fondamentale de la structure

La valeur de la période fondamentale de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = \min \left(0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}, C_T \cdot h_N^{3/4} \right)$$

Où :

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

h_n : hauteur du bâtiment mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier étage (N).

C_T : coefficient fonction du système de contreventement donné par le tableau (4.6) du RPA 99

Dans le cas du contreventement assuré par des voiles « $C_T = 0,05$ », $h_n = 32,07$ m.

On aura : $T = 0,05 \times (32,07)^{3/4} = 0,67$ s.

$T = 0,67$ s

Sens longitudinal : $D = 26,9$ m d'où $T_L = 0,09 \frac{41,69}{\sqrt{26,9}} \rightarrow T_L = 0,56$ s.

Sens transversal : $D = 14,7$ m d'où $T_T = 0,09 \frac{41,69}{\sqrt{14,7}} \rightarrow T_T = 0,75$ s.

D'après le (RPA 99/Version2003), on doit prendre la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7) dans chaque direction soit :

$$\begin{cases} T_L = 0,56 \text{ s} \\ T_T = 0,75 \text{ s} \end{cases}$$

Vérification de la période fondamentale.

$1,3 \times T_L = 0,728 \text{ s} > T_{ETABS} = 0,4833 \text{ s}$.

$1,3 \times T_T = 0,975 \text{ s} > T_{ETABS} = 0,4833 \text{ s}$.

La condition sur la période fondamentale est **vérifiée**

b- Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen « D »

Il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$\begin{cases} 2,5\eta & \text{si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & \text{si } T \geq 3,0s \end{cases}$$

Avec :

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site, qui est donnée par le tableau (4.7 RPA 99/Version2003) $T_2 = 0,50s$ (site meuble).

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0,7$.

Où $\zeta(\%)$: est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et l'importance des remplissages. Pour notre cas : (structure mixte avec interaction), on fait la moyenne des valeurs données par le RPA pour les portiques et les voiles :

$$\zeta = 8.5\%$$

$$\text{D'où : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 8.5}} = 0.816.$$

On aura ainsi

$$D = 2.5\eta [T_2/T]^{2/3} = 1.68$$

d- Coefficient de comportement global de la structure « R »

Sa valeur est donnée par le tableau (4.3 RPA 99/Version2003) en fonction du système de contreventement.

$R = 5$ (Mixte portique /voiles avec interaction)

e- Facteur de qualité (Q) :

Il est calculé par la formule suivante :

$$Q = 1 + \Sigma P_q.$$

Où P_q : pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfait ou non.

Sens longitudinal X-X :

Tableau V-1 : les valeurs des pénalités « P_q » selon x-x.

Critère « P_q »	P_q	
	Observé	Non observé
1- Conditions minimales sur les files de contreventements.	/	0,05
2- Redondance en plan.	/	0,05
3- Régularité en élévation.	0	/
4- régularité en plan.	0	/

5- Contrôle de la qualité des matériaux.	0	/
6- Contrôle de la qualité de l'exécution.	0	/

D'où : $Q = 1+0.05+0.05 = 1.1$

Sens transversal Y-Y

Tableau V-2 : les valeurs des pénalités « P_q » selon y-y.

Critère « P_q »	P_q	
	Observé	Non observé
1- Conditions minimales sur les files de contreventements.	0	/
2- Redondance en plan.	/	0,05
3- Régularité en élévation.	/	/
4- régularité en plan.	0	0,05
5- Contrôle de la qualité des matériaux.	0	/
6- Contrôle de la qualité de l'exécution.	0	/

D'où : $Q = 1+0.05+0.05 = 1.1$

Les conditions 5 et 6 sont obligatoirement vérifiées depuis le séisme de 2003, car cela est imposé par le RPA (99/version 2003).

f- Coefficient d'accélération de zone « A »

Il est donné par le tableau (4.1 RPA 99/Version2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Pour notre cas :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone IIa} \\ \text{groupe 2} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0,15.$$

e-Poids total de la structure :

WT=5458.0318 t

Application numérique

On aura ainsi la force sismique à la base :

$$\text{➤ Sens longitudinal : } V_L = \frac{A \cdot D_L \cdot Q}{R} \cdot W_T = \frac{0.15 \times 1.6 \times 1.1}{5} \times 5458.0318$$

$$\text{Donc : } V_L = 288.184 \text{ t}$$

$$\text{➤ Sens transversal : } V_T = \frac{A \cdot D_T \cdot Q}{R} \cdot W_T = \frac{0.15 \times 1.47 \times 1.1}{5} \times 5458.0318$$

$$\text{Donc : } V_T = 264.769 \text{ t}$$

$V_{x\text{ dyn}} = 265.6115 > 80\% V_L = 230.55 \text{ t}$ Condition vérifiée.
 $V_{y\text{ dyn}} = 268.113 > 80\% V_T = 211.815 \text{ t}$ Condition vérifiée.

Conclusion :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales n'est pas inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

V .3) Vérification de la participation massique :

C'est le pourcentage de participation des voiles dans la dissipation de l'énergie dégagée par le séisme.

Il doit être supérieur à 90% dans les deux sens (XX et YY).
 Pour notre structure nous aurons cette vérification au mode 9, les résultats sont donnés par le tableau ci-dessous :

Tableau V-3 : périodes et participations massiques.

			PERIODE	SENS X	SENS Y
MODAL	Mode	1	0.905695	0.716792	1.162E-09
MODAL	Mode	2	0.891292	1.655E-09	0.70287
MODAL	Mode	3	0.675807	0.000129	2.941E-07
MODAL	Mode	4	0.257038	0.141407	8.313E-11
MODAL	Mode	5	0.215873	8.054E-11	0.163333
MODAL	Mode	6	0.16655	0.000988	5.481E-09
MODAL	Mode	7	0.123681	0.060178	1.177E-10
MODAL	Mode	8	0.097078	2.804E-10	0.054851
MODAL	Mode	9	0.09662	5.294E-10	0.000739

V .4) Justification vis-à-vis des déformations :

Les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage ; les résultats sont donnés par le tableau ci-dessous :

$$\Delta_{k+1} - \Delta_k < 1\% h_t$$

Tableau V-4 : résultats de déformations.

Niv.	H(m)	U1(m)	U2(m)	RxU1	RxU2	$\Delta k+1-\Delta k(m)$	$\Delta k+1-\Delta k(m)$	1%ht(m)	Obs
1	4.59	0.000865	0.000701	0.004325	0.0035	0.004325	0.0035	0.0459	OK
2	3.06	0.002361	0.001694	0.0118	0.00847	0.00747	0.00497	0.0306	OK
3	3.06	0.004255	0.002943	0.02127	0.0147	0.00947	0.00623	0.0306	OK
4	3.06	0.006366	0.004385	0.0318	0.0219	0.01053	0.0072	0.0306	OK
5	3.06	0.008554	0.005952	0.04277	0.02976	0.01097	0.00786	0.0306	OK
6	3.06	0.01071	0.007582	0.05355	0.03791	0.01078	0.00815	0.0306	OK
7	3.06	0.01278	0.009219	0.0639	0.0461	0.0104	0.00819	0.0306	OK
8	3.06	0.01471	0.01082	0.073	0.0541	0.0091	0.008	0.0306	OK
9	3.06	0.01644	0.01236	0.0822	0.0618	0.0092	0.0077	0.0306	OK
10	3.06	0.01795	0.01381	0.08975	0.069	0.00755	0.0072	0.0306	OK

V.5) Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

Niv.	Hk(m)	P(KN)	Sens X-X			Sens Y-Y			Obs.
			$\Delta k(m)$	Vk(tonf)	Θ_x	$\Delta k(m)$	Vk(tonf)	Θ_y	
1	4.59	541.326	0.000865	265.5878	0.00038	0.000701	268.0886	0.000308	OK
2	3.06	499.373	0.002361	261.4885	0.0014	0.001694	262.9723	0.00105	OK
3	3.06	553.364	0.004255	252.4153	0.00301	0.002943	252.8497	0.0021	OK
4	3.06	608.258	0.006366	239.4097	0.00526	0.004385	239.5247	0.00363	OK
5	3.06	608.258	0.008554	223.8653	0.00757	0.005952	224.336	0.00527	OK
6	3.06	607.91	0.01071	205.4779	0.01035	0.007582	206.5358	0.00729	OK
7	3.06	541.438	0.01278	183.5255	0.0123	0.009219	185.0747	0.0088	OK
8	3.06	476.263	0.01471	158.4599	0.0144	0.01082	160.4403	0.010496	OK
9	3.06	476.659	0.01644	130.5511	0.01967	0.01236	133.5002	0.01442	OK
10	3.06	476.303	0.01795	97.7419	0.02859	0.01381	100.7377	0.02138	OK

Les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la

condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\frac{Pk\Delta k}{VkHk} \leq 0,10$

V.6) Justification de l'interaction portiques-voiles :

Les efforts sismiques revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel (etabs) à l'aide de l'option « **Section Cut** »

On a trouvé les résultats suivants :

➤ Charges sismiques reprise par les portiques :

Sens xx : 670.4041 t ; Soit 36.86%

Sens yy : 391.5223 t ; Soit 21.79 %

➤ Charges sismiques reprise par les voiles :

Sens xx : 1407.3783 t ; Soit 63.14%

Sens yy : 1706.5704 t ; Soit 78.21 %

Les charges verticales revenants aux portiques et aux voiles sont calculées manuellement (**Descente de charge**).

➤ Charges verticales reprise par les portiques : 4896.518 tonf soit (82,62%)

➤ Charges verticales reprise par les voiles: 1029.9126 tonf soit (17,37%)

Les voiles et les portiques participent conjointement au contreventement, donc le système de contreventement est **mixte avec interaction**.

Vérification de l'excentricité du centre de torsion :

Tableau V-5 :excentricités selon x-x et y-y.

Story	XCM	YCM	XCCM	YCCM	XCR	YCR	Excentricités	Excentricités	OBS
							Sens x-x	Sens y-y	
STORY1	13.29	6.012	13.29	6.012	13.273	6.547	-0.063	3.6394	vérifiée
STORY2	13.292	5.973	13.292	5.973	13.289	6.397	-0.0112	2.8843	vérifiée
STORY3	13.293	5.95	13.293	5.95	13.289	6.24	-0.0148	1.9727	vérifiée
STORY4	13.293	5.931	13.293	5.931	13.289	6.099	-0.0149	1.1428	vérifiée
STORY5	13.293	5.931	13.293	5.931	13.288	6.092	-0.0185	1.095	vérifiée
STORY6	13.295	5.935	13.295	5.935	13.287	6.047	-0.0297	0.7619	vérifiée
STORY7	13.294	5.957	13.294	5.957	13.287	6.033	-0.026	0.517	vérifiée
STORY8	13.285	5.986	13.285	5.986	13.283	6.029	-0.0074	0.2925	vérifiée
STORY9	13.277	5.984	13.277	5.984	13.267	6.031	-0.0371	0.3197	vérifiée
STORY10	13.284	5.982	13.284	5.982	13.251	6.038	-0.1226	0.3809	vérifiée

Remarque :

Toutes les conditions du RPA sont vérifiées. Alors on peut passer au ferrailage des éléments.

Introduction :

Les poutres seront calculées en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

➤ **Recommandations du RPA 99 (version 2003) :**

a) Armatures longitudinales :

❖ **Pourcentage total minimum :**

$$A_{\min} = 0.5 \% (b \times h), \text{ en toute section.}$$

Poutres principales PP: $A_{\min} = 6.00 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires PS: $A_{\min} = 5.25 \text{ cm}^2$

Poutres de chaînages PCH : $A_{\min} = 3.125 \text{ cm}^2$

❖ **Pourcentage total maximum**

$$A_{\max} = 4 \% (b \times h) \rightarrow \text{En zone courante,}$$

$$A_{\max} = 6 \% (b \times h) \rightarrow \text{En zone de recouvrement.}$$

Poutres principales PP:

- Zone courante : $A_{\max} = 48 \text{ cm}^2$,

- Zone de recouvrement : $A_{\max} = 72 \text{ cm}^2$.

Poutres secondaires PS:

- Zone courante : $A_{\max} = 42 \text{ cm}^2$,

- Zone de recouvrement : $A_{\max} = 63 \text{ cm}^2$.

Poutres de chaînages PCH :

- Zone courante : $A_{\max} = 25 \text{ cm}^2$,

- Zone de recouvrement : $A_{\max} = 37.5 \text{ cm}^2$.

Etapes de calcul de ferrailage :

1) Calcul du moment réduit « μ » :

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

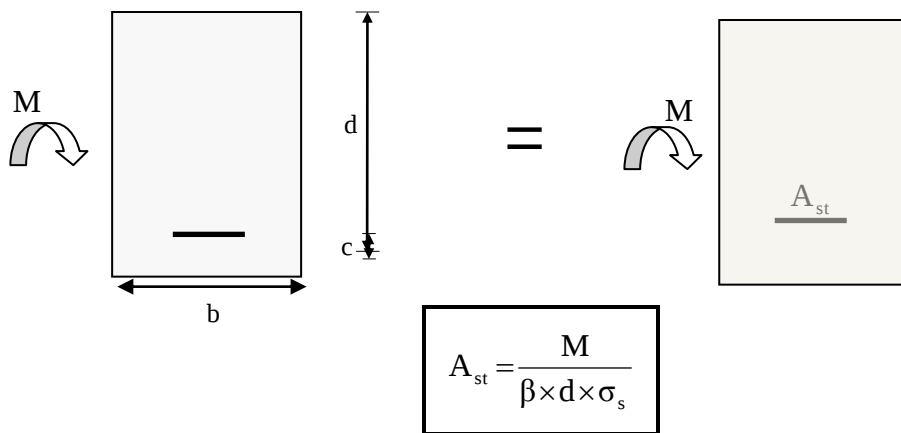
2) Calcul du moment réduit limite « μ_l » :

Le moment réduit limite μ_l est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

3) On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_l » :

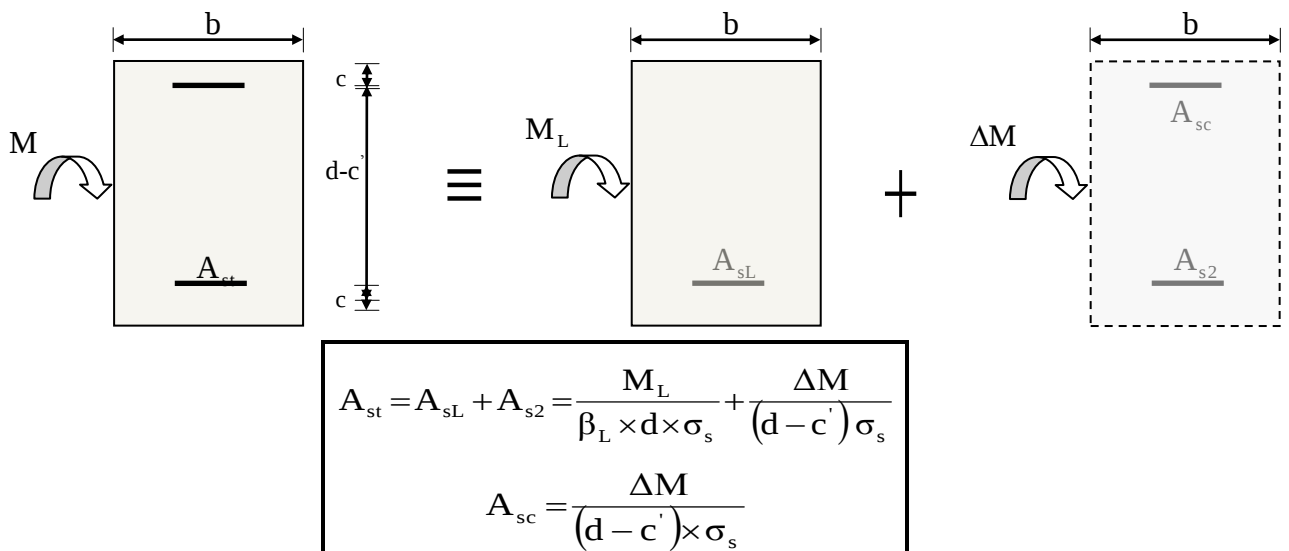
➤ **1er cas : $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ Section simplement armée (SSA)**

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc} = 0$.



➤ **2ème cas : $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA)**

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



➤ **Ferrailage des poutres :**

En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

M_{elu} : Moment max à l'ELU

M_{sa} : Moment max du aux combinaisons accidentelles.

Le RPA exige des **armatures symétriques** avec une section **en travée** au moins égale à **la moitié de la section sur appui**.

➤ **Ferrailage en travée :**

Les poutres seront ferrillées avec les moments à l'ELU.

		M ELU	μ	β	As	Aadp	Aadp(cm ²)
Zone I	P.P de rive	4.00246	0.066	0.966	3.17	3T14	4.62
	P.P intermédiaire	5.03547	0.084	0.956	4.03	3T14	4.62
	Poutre A-C	2.72631	0.060	0.969	2.48	3T12	3.39
	P.S de rive	0.87021	0.019	0.9905	0.77	3T12	3.39
	P.S intermédiaire	4.27428	0.094	0.951	3.97	3T16	6.03
	Poutres de chainage	0.91705	0.042	0.979	1.19	3T12	3.39
	console I	0.51207	0.011	0.9945	0.455	3T12	3.39
Zone II	P.P de rive	2.38075	0.04	0.980	1.86	3T14	4.62
	P.P intermédiaire	5.0746	0.084	0.956	4.06	3T14	4.62
	Poutre A-C	2.99669	0.066	0.966	2.74	3T12	3.39
	P.S de rive	2.94538	0.065	0.9665	2.69	3T12	3.39
	P.S intermédiaire	2.6267	0.058	0.970	2.39	3T12	3.39
	Poutres de chainage	1.05525	0.048	0.975	1.38	3T12	3.39
	console II	0.54618	0.012	0.994	0.48	3T12	3.39
Zone III	P.P de rive	2.75418	0.046	0.976	2.16	3T12	3.39
	P.P intermédiaire	5.30167	0.088	0.954	4.25	3T14	4.62
	Poutre A-C	3.00183	0.066	0.966	2.74	3T12	3.39
	P.S de rive	2.68144	0.06	0.969	2.44	3T12	3.39
	P.S intermédiaire	3.0975	0.068	0.965	2.83	3T12	3.39
	Poutres de chainage	1.14441	0.053	0.9725	1.50	3T12	3.39
	console III	0.57659	0.012	0.994	0.51	3T12	3.39

➤ **Ferrailage en appuis inférieurs :**

		Msa	μ	β	As	Aadp	Aadp(cm ²)
Zone I	P.P de rive	8.5	0.090	0.953	5.94	3T12+3T12	6.79
	P.P intermédiaire	5.93979	0.064	0.969	4.08	3T14	4.62
	Poutre A-C	2.72631	0.039	0.9805	2.19	3T12	3.39
	P.S de rive	1.5504	0.022	0.989	1.27	3T12	3.39
	P.S intermédiaire	5.18	0.075	0.9605	4.14	3T14	4.62
	Poutres de chainage	0.87122	0.026	0.987	0.98	3T12	3.39
	console I	4.48916	0.065	0.9665	3.17	3T12	3.39
Zone II	P.P de rive	8.02645	0.088	0.954	5.63	3T12+3T12	6.79
	P.P intermédiaire	7.47	0.081	0.9575	5.20	3T12+3T12	6.79
	Poutre A-C	2.56837	0.038	0.981	2.05	3T12	3.39
	P.S de rive	3.43503	0.05	0.974	2.71	3T12	3.39
	P.S intermédiaire	5.06234	0.073	0.9625	4.04	3T14	4.62
	Poutres de chainage	1.0941	0.33	0.9835	1.236	3T12	3.39
	console II	0.53489	0.008	0.996	0.41	3T12	3.39
Zone III	P.P de rive	6.87717	0.074	0.962	4.56	3T14	4.62
	P.P intermédiaire	6.22638	0.068	0.965	4.30	3T14	4.62
	Poutre A-C	3.3	0.048	0.975	2.60	3T12	3.39
	P.S de rive	4.53388	0.066	0.966	3.61	3T14	4.62
	P.S intermédiaire	2.52652	0.036	0.982	1.97	3T12	3.39
	Poutres de chainage	0.94192	0.028	0.986	1.06	3T12	3.39
	console III	0.52106	0.007	0.9965	0.402	3T12	3.39

Ferrailage en appuis Supérieurs :

		Msa	μ	β	As	Aadp	Aadp(cm ²)
ZoneI	P.P de rive	9.93	0.108	0.943	7.02	3T14+3T12	8.01
	P.P intermédiaire	10.31513	0.112	0.940	7.31	3T14+3T12	8.01
	Poutre A-C	3.88306	0.056	0.971	3.07	3T12	3.39
	P.S de rive	3.88742	0.056	0.971	3.08	3T12	3.39
	P.S intermédiaire	6.54983	0.095	0.9495	5.3	3T16	6.03
	Poutres de chainage	1.44918	0.044	0.978	1.64	3T12	3.39
	console I	10.03846	0.14	0.924	8.35	3T14+3T14	9.24
ZoneII	P.P de rive	11.52996	0.12	0.936	8.21	3T14+3T14	9.24
	P.P intermédiaire	12.21	0.13	0.930	8.75	3T14+3T14	9.24
	Poutre A-C	4.13375	0.06	0.969	3.28	3T12	3.39
	P.S de rive	7.55025	0.110	0.942	6.16	3T12+3T12	6.79
	P.S intermédiaire	6.55619	0.09	0.953	5.29	3T12+3T12	6.79
	Poutres de chainage	1.64948	0.05	0.974	1.88	3T12	3.39
	console II	10.065756	0.14	0.924	8.37	3T14+3T14	9.24
ZoneIII	P.P de rive	10.6438	0.11	0.942	7.53	3T12+3T14	8.01
	P.P intermédiaire	12.9526	0.14	0.924	9.14	3T14+3T14	9.24
	Poutre A-C	7.1873	0.104	0.945	5.85	3T12+3T12	6.79
	P.S de rive	9.98655	0.14	0.924	8.31	3T14+3T14	9.24
	P.S intermédiaire	3.83119	0.05	0.974	3.025	3T14	4.62
	Poutres de chainage	1.59793	0.048	0.975	1.82	3T12	3.39
	console III	7.94	0.11	0.942	6.48	3T12+3T12	6.79

Conclusion :

Les poutres seront ferrillées come suit :

		Appuis sup		Appuis inf		En travée	
		Aadp	Aadp (cm ²)	Aadp	Aadp (cm ²)	Aadp	Aadp(cm ²)
ZO NE I	P.P de rive	3T12+3T14 (chapeaux)	8.01	3T14+3T12 (chapeaux)	8,01	3T14	4.62
	P.P intermédiaire	3T12+3T14 (chapeaux)	8.01	3T14	4.62	3T14	4.62
	Poutre A-C	3T12	3.39	3T12	3.39	3T12	3.39
	P.S de rive	3T12	3.39	3T12	3.39	3T12	3.39
	P.S intermédiaire	3T16	6.03	3T16	6.03	3T16	6.03
	Poutres de chainage	3T12	3.39	3T12	3.39	3T12	3.39
	console I	3T12+3T16	9.43	3T12	3.39	3T12	3.39
ZO NEI I	P.P de rive	3T14+3T14 (chapeaux)	9.24	3T14+3T12 (chapeaux)	8,01	3T14	4.62
	P.P intermédiaire	3T14+3T14 (chapeaux)	9.24	3T14+3T12 (chapeaux)	8,01	3T14	4.62
	Poutre A-C	3T12	3.39	3T12	3.39	3T12	3.39
	P.S de rive	3T12+3T12 (chapeaux)	6.79	3T12+3T12 (chapeaux)	6.79	3T12	3.39
	P.S intermédiaire	3T12+3T12 (chapeaux)	6.79	3T12+3T12 (chapeaux)	6.79	3T12	3.39
	Poutres de chainage	3T12	3.39	3T12	3.39	3T12	3.39
	console II	3T12+3T16 (chapeaux)	9.43	3T12	3.39	3T12	3.39
ZO NE III	P.P de rive	3T12+3T14 (chapeaux)	8.01	3T14	4.62	3T14	4.62
	P.P intermédiaire	3T14+3T14 (chapeaux)	9.24	3T14	4.62	3T14	4.62
	Poutre A-C	3T12+3T12 (chapeaux)	6.79	3T12	3.39	3T12	3.39
	P.S de rive	3T14+3T14 (chapeaux)	9.24	3T14+3T14 (chapeaux)	9.24	3T14	4.62
	P.S intermédiaire	3T14	4.62	3T14	4.62	3T14	4.62
	Poutres de chainage	3T12	3.39	3T12	3.39	3T12	3.39
	console III	3T14+3T12 (chapeaux)	8.01	3T12	3.39	3T12	3.39

1) Vérifications des sections minimales pour les poutres :

Vu que toutes les sections d'armatures sont pratiquement les mêmes pour chaque type de poutres pour tous les niveaux. Alors pour les vérifications, on ne retiendra que les cas les plus défavorables pour chaque type.

❖ Exigences du RPA

	espacement					
	Aa	At	Amin	OBS	zone nodale	zone courante
P.P de rive	9.24	4.62	6	CV	10	15
P.P intermédiaire	9.24	4.62	6	CV	10	15
Poutre A-C	6.79	3.39	5.25	CV	9	15
P.S de rive	9.24	3.39	5.25	CV	9	15
P.S intermédiaire	6.79	3.39	5.25	CV	9	15
Poutres de chainage	3.39	3.39	3.75	CV	6	10
console I	9.43	3.39	5.52	CV	9	15

❖ Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_s}{bd} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

	Sur appuis			En travée		
	Aa	Amin	OBS	At	Amin	OBS
P.P de rive	9.24	1.3041	CV	4.62	1.3041	CV
P.P intermédiaire	9.24	1.3041	CV	4.62	1.3041	CV
Poutre A-C	6.79	1.14	CV	3.39	1.14	CV
P.S de rive	9.24	1.14	CV	4.62	1.14	CV
P.S intermédiaire	6.79	1.14	CV	3.39	1.14	CV
Poutres de chainage	3.39	0.815	CV	3.39	815	CV
console I	9.43	1.14	CV	3.39	1.14	CV

➤ Calcul des barres en bateau (formulaire béton armé Davidovici page 273):

Il est conseillé d'employer des barres en bateau disposé sur une longueur l_0 , leur section A_s doit pouvoir équilibrer de réaction V_u de la **poutre portée**.

$$A_s = V_u / f_{ed}$$

La longueur l_0 est pris égal à **50cm**.

L'effort tranchant est max à l'ELU : **85.59 KN**.

$$\text{A.N : } A_s = V_u / f_{ed} = 85.59 \times 10^2 / 348 \quad \text{donc : } A_s = 2.46 \text{ cm}^2$$

On optera pour **3 HA12 = 3.39 cm²**

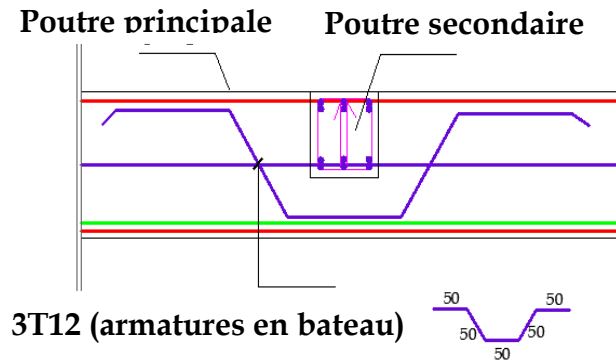


Figure VI.1. : barres en bateau .

❖ **Justifications vis-à-vis des sollicitations tangentes : (BAEL91.art A.5.1)**

La contrainte tangente conventionnelle utilisée pour les calculs relatifs à l'effort tranchant est définie par :

$$\tau_u = T_u / b \cdot d$$

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton : (BAEL91.art A.5.1.21)**

La fissuration étant peu nuisible, la contrainte τ_u doit vérifier la relation suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

	V_u	$b \times d$	τ_u	$\bar{\tau}_u$	OBS
P.P de rive	10.143	30x37,5	0.9	3.33	condition vérifiée
P.P intermédiaire	14.0658	30x37,5	1.25	3.33	condition vérifiée
Poutre A-C	4.9025	30x32,5	0.5	3.33	condition vérifiée
P.S de rive	8.5905	30x32,5	0.88	3.33	condition vérifiée
P.S intermédiaire	5.2152	30x32,5	0.535	3.33	condition vérifiée
Poutres de chaînage	2.4926	30x22,5	0.37	3.33	condition vérifiée
console I	10.1928	30x32,5	1.045	3.33	condition vérifiée

❖ Influence de l'effort tranchant aux appuis (BAEL91art 5.1.32)

➤ Sur le béton

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{a.b.f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $a = 0.9d$

	T_u	A	$\bar{T}_u$	OBS
P.P de rive	10.143	33.75	67.5	CV
P.P intermédiaire	14.1658	33.75	67.5	CV
Poutre A-C	4.9025	29.25	58.5	CV
P.S de rive	8.5905	29.25	58.5	CV
P.S intermédiaire	5.2152	29.25	58.5	CV
Poutres de chainage	2.4926	20.25	40.5	CV
console I	10.1928	29.25	58.5	CV

❖ Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right)$$

	V_u	M_u	$\frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right)$	Aa	OBS
P.P de rive	10.143	-9.93	-5.54	9.24	CV
P.P intermédiaire	14.0658	-12.21	-6.357	9.24	CV
Poutre A-C	4.9025	-7.55025	-6.01	6.79	CV
P.S de rive	8.5905	-6.54983	-3.97	9.24	CV
P.S intermédiaire	5.2152	-4.13375	-2.56	6.79	CV
Poutres de chainage	2.4926	-1.64948	-1.41	3.39	CV
console I	10.1928	-10.12924	-7.02	9.43	CV

❖ Vérification de l'entraînement des barres : (BAEL91 art. A6.13)

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28}; \quad \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Avec :

τ_{se} : Contrainte d'adhérence calculée.

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte d'adhérence admissible.

$V_u^{\max}$: Effort tranchant max.

d : hauteur utile.

Ψ : Coefficient qui dépend de la nature de l'acier utilisé.

μ_i : Périmètre des aciers.

	Vu	d	Ui	τ_{se}	$\bar{\tau}_{se}$	OBS
P.P de rive	10.141	37.5	24.49	1.22	3.15	CV
P.P intermédiaire	14.0658	37.5	24.49	1.7	3.15	CV
Poutre A-C	4.9025	32.5	22.61	0.74	3.15	CV
P.S de rive	8.5905	32.5	26.37	1.11	3.15	CV
P.S intermédiaire	5.2152	32.5	22.61	0.79	3.15	CV
Poutres de chaînage	2.4326	22.5	11.3	1.06	3.15	CV
console I	10.1928	32.5	26.37	1.32	3.15	CV

❖ Longueur de scellement droit des barres :

On définit la longueur de scellement droit l_s comme la longueur à mettre en œuvre pour avoir un bon ancrage droit.

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4\tau_{se}}$$

La valeur de la contrainte d'adhérence est donnée de façon forfaitaire par la relation :
 $\tau_{su} = 0.6\Psi^2 \times f_{tj} = 2.835 \text{ Mpa.}$

Pour les HA12 : $l_s = 45.00 \text{ cm.}$

Pour les HA14 : $l_s = 50.00$ cm.
 Pour les HA16 : $l_s = 60.00$ cm.
 Pour les HA20 : $l_s = 70.00$ cm.

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers H.A

Pour les HA12 : $l_s = 18.00$ cm.
 Pour les HA14 : $l_s = 20.00$ cm.
 Pour les HA16 : $l_s = 25.00$ cm.
 Pour les HA20 : $l_s = 30.00$ cm.

❖ **Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(10\text{mm}, 12\text{mm}, 30\text{mm})$$

Soit : $\Phi_t = 8\text{mm}$.

On optera pour un cadre et un étrier soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$.

❖ **Espacement max des armatures transversales : (Art A.5.1,22 / BAEL91)**

$$S_{t \max} \leq \min(0,9d ; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(29.25 ; 40\text{cm}) = 29.25 \text{ cm}.$$

❖ Pour équilibrer de l'appui la transversales doit suivante (Art.A.5.1,232 / BAEL91).

$$S_t \leq \frac{A_{ad} \cdot 0,9 \cdot f_e}{(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28}) \cdot b \cdot \gamma_s}$$

l'effort tranchant au nu section des armatures satisfaire la condition

$$S_t = \frac{2.01 \times 0.9 \times 400}{(1.25 - 0.3 \times 2.1) \cdot 1.15 \times 30} = 15.28\text{cm}$$

❖ **Exigences du RPA pour les aciers transversales : (Art 7.5.2.2/RPA2003):**

➤ **Poutres principales :**

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right) = \min \left(\left\{ \frac{40}{4}; 12 \times 1.2 \right\} \right) = \min (10\text{cm} ; 14.4\text{cm}) = \mathbf{10\text{ cm}}$$

Soit : $S_{t\max} \leq \min (29.25\text{cm} ; 15.28\text{cm} ; 10\text{cm}) = 10\text{m}.$

On opte pour **$S_{t\max} = 10\text{ cm}.$**

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20\text{cm}.$$

Soit : $S_{t\max} \leq \min (29.25\text{cm} ; 20\text{cm}) = 20\text{ cm}$

On opte pour **$S_{t\max} = 15\text{cm}$**

➤ **Poutres secondaires :**

Ces poutres sont sollicitées essentiellement par les charges sismiques, par conséquent l'effort tranchant est constant sur toute leurs longueurs ; on se doit de maintenir un écartement constant des armatures transversales.

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right) = \min \left(\left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 1.2 \right\} \right) = \min (8.75\text{ cm} ; 14.4\text{cm}) = \mathbf{8.75\text{ cm}}$$

Soit : $S_{t\max} \leq \min (29.25\text{cm} ; 15.28\text{cm} ; 8.75\text{cm}) = 8.75\text{cm}.$

On opte pour **$S_t = 8\text{ cm}.$**

❖ **Délimitation de la zone nodale :**

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L' est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

Poutres principales PP : $L' = 2 \times 40 = 80\text{cm}.$

Poutres principales PS : $L' = 2 \times 35 = 70\text{cm}.$

Poutres principales PCH : $L' = 2 \times 25 = 50\text{cm}.$

❖ **Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:**

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_t^{\min} = 3\% S_t \times b$$

$$A_{\min} = 1.215\text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à **5cm** du nu de l'appui.

➤ **Dispositions constructives pour les armatures longitudinales:**

Pour la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- À $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- À $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

❖ Vérification à L'ELS :

➤ Etat d'ouverture des fissures :

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

➤ 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.

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s \leq 0,6 f_{c28} = \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}.$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A} \quad (A : \text{armatures adoptées à l'ELU})$$

$$\text{On calcule : } \rho_1 = \frac{100 A_{adopt}}{b_0 d} \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 \xrightarrow{\text{tableau}} \kappa_1$$

$$\text{Contrainte admissible de l'acier : } \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$$

❖ En travée

	Mser	Aadp	ρ_1	B ₁	σ_s	K ₁	σ_b	OBS
P.P de rive	2.9065	4.62	0.41	0.902	186	36.02	5.16	condition vérifié
P.P intermédiaire	3.68991	4.62	0.41	0.902	261.77	36.02	7.267	condition vérifié
Poutre A-C	2.15895	3.39	0.347	0.9085	237.41	39.65	5.985	condition vérifié
P.S de rive	3.11133	4.62	0.473	0.896	231.26	33.08	6.99	condition vérifié
P.S intermédiaire	2.19231	4.62	0.473	0.896	241.08	33.08	6.08	condition vérifié
Poutres de chainage	0.76641	3.39	0.504	0.893	126	31.73	3.97	condition vérifié
console I	0.41901	3.39	0.347	0.9085	46.07	39.65	1.16	condition vérifié

❖ Sur appuis

	Mser	Aadp	ρ_1	B ₁	σ_s	K ₁	σ_b	OBS
P.P de rive	5.1497	9.24	0.821	0.8705	170.73	23.61	8.29	condition vérifié
P.P intermédiaire	5.53194	9.24	0.821	0.8705	183.4	23.61	5.59	condition vérifié
Poutre A-C	2.99183	6.79	0.696	0.8785	154.32	26.15	6.42	condition vérifié
P.S de rive	4.42169	9.24	0.947	0.8635	170.52	21.63	10.27	condition vérifié
P.S intermédiaire	2.24868	6.79	0.696	0.8785	115.99	26.15	5.64	condition vérifié
Poutres de chainage	0.92902	3.39	0.504	0.893	136.39	31.73	4.81	condition vérifié
console I	7.32812	9.43	0.967	0.8625	277.22	21.36	14.65	condition vérifié

Conclusion :

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes.

❖ ELS vis à vis des déformations

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 :

$$1) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16}. \quad \text{avec } L : \text{portée de la travée entre nu d'appuis.}$$

$$2) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}.$$

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

A_s : Section adoptée en travée.

f_e : Limite élastique des aciers (400 Mpa).

M_t : Moment max à l'ELS (à partir du logiciel).

M_0 : Moment max isostatique ($q_{\max} l^2 / 8$).

❖ **Vérification des conditions :**

1^{ère} condition

$$\frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16}.$$

	l	h/l	1/16	obs
P.P de rive	2.5	0.16	0.0625	CV
P.P intermédiaire	3	0.16	0.0625	CV
Poutre A-C	3.9	0.09	0.0625	CV
P.S de rive	3.9	0.09	0.0625	CV
P.S intermédiaire	4.3	0.814	0.0625	CV
Poutres de chainage	3	0.083	0.0625	CV
console I	1.5	0.23	0.0625	CV

2^{ème} condition

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}.$$

	l	bxd	Aadp	A/b.d	h/l	obs
P.P de rive	2.5	1125	4.62	0.0041	0.16	CV
P.P intermédiaire	3	1125	4.62	0.0041	0.16	CV
Poutre A-C	3.9	975	3.39	0.0035	0.09	CV
P.S de rive	3.9	975	9.24	0.0062	0.09	CV
P.S intermédiaire	4.3	975	4.62	0.0035	0.814	CV
Poutres de chainage	3	675	3.39	0.005	0.083	CV
console I	1.5	975	3.39	0.0035	0.23	CV

3^{ème} condition

$$\frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}.$$

	Mt	M0	l	h/l	Mt/ 10M0	obs
P.P de rive	2.90652	2.357	2.5	0.16	0.12331438	CV
P.P intermédiaire	3.68991	2.9	3	0.16	0.12721069	CV
Poutre A-C	0.59877	1.42	3.9	0.09	0.0421669	CV
P.S de rive	0.50561	0.845	3.9	0.09	0.0598355	CV
P.S intermédiaire	2.19231	3.1	4.3	0.814	0.07071968	CV
Poutres de chainage	0.76641	0.84	3	0.083	0.07123929	CV
console I	0.41901	0.24	1.5	0.23	0.1745875	CV

Conclusion :

Les trois conditions sont vérifiées pour toutes les poutres, on se dispense de la vérification de la flèche.

VII .Ferraillage des poteaux

VII.1-Introduction :

Le calcul se fera en flexion composée sous les combinaisons les plus défavorables en tenant compte des combinaisons suivantes :

- Effort normal maximal de compression et moment correspondant.
- Moment maximal et effort normal correspondant.
- Effort normal maximal de traction et moment correspondant.
-

VII.2- Recommandation du RPA 2003

VII.2.1- Les armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,

- Le diamètre minimal est de **12 mm**,
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone IIa),
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferraillés symétriquement.

❖ Pourcentage minimal :

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0.8 %** de la section du béton :

Poteaux 45x45 : $A_{s \min} = 16.20 \text{ cm}^2$

Poteaux 40x40 : $A_{s \min} = 12.8 \text{ cm}^2$

Poteaux 35x35 : $A_{s \min} = 9.8 \text{ cm}^2$

❖ Pourcentage maximal :

Le pourcentage maximal d'aciers est de 3 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :

➤ Zone courante :

Poteaux 45x45 : $A_{s \max} = 60.75 \text{ cm}^2$

Poteaux 40x40 : $A_{s \max} = 48 \text{ cm}^2$

Poteaux 35x35 : $A_{s \max} = 36.75 \text{ cm}^2$

➤ Zone de recouvrement :

Poteaux 45x45 : $A_{s \max} = 121.5 \text{ cm}^2$

Poteaux 40x40 : $A_{s \max} = 96 \text{ cm}^2$

Poteaux 35x35 : $A_{s \max} = 73.5 \text{ cm}^2$

VII.2.2- Les armatures transversales :

1)Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{I_f}{b}$$

I_f : La longueur de flambement des poteaux.

S_t : espacement des armatures transversales.

a, b : dimensions de la section droite du poteau.

$$\begin{cases} S_t \leq \min (10\Phi_l^{\min} \text{ } 15 \text{ cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \geq \min 15\Phi_l^{\min} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

Φ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

2) La quantité minimales d'armatures transversales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en %est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3\%$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0.8\%$$

$$3 < \lambda_g < 5 \quad \text{Interpolation entre les valeurs limites du poteau.}$$

3) Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10Φ minimum.

VII.3-Calcul du ferraillage :

➤ **Calcul du centre de pression :**

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} \longrightarrow \text{Deux cas peuvent se présenter}$$

a) Section partiellement comprimée :(S.P.C)

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- $e_u > \left(\frac{h}{2} - c \right)$
- $N_u \cdot (d - c') - M_f \leq (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c) b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$

Avec :

$$M_f = M_u + N_u \cdot \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

M_f : Moment fictif.

➤ **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Si : $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ la section est simplement armée.

$$\mu \xrightarrow{\text{tableau}} \beta$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

Si : $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ la section est doublement armée.

et on calcule $M_r = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_r \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.82 \text{ Mpa}$$

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature : $A'_s = A'$; $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

b) Section entièrement comprimée : (S.E.C)

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

- $e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$
- $N_u \cdot (d - c') - M_f > (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c) b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$

Deux cas peuvent se présenter :

1) Si $(0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c) b \cdot h^2 \cdot f_{bc} < N_u \cdot (d - c') - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$

Les sections d'armatures sont : $A_1 = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_s}$; $A_2 = 0$

Avec :

$$\Psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d - c') - 100 \cdot M_u}{100 \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}} ; \quad f_{bc} \text{ en (Mpa) et } M \text{ en (N.m)}$$

2) Si $N_u \cdot (d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$

Les sections d'armatures sont : $A_1 = \frac{M_u - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$; $A_2 = \frac{N - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_1$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de

stabilité de forme et la section d'armature sera $A = \frac{N_u - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier

VII.4- Vérification à L'ELS :

Dans le cas des poteaux, il y'a lieu de vérifier :

a- Etat limite d'ouvertures des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

b- Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Nous avons deux cas à vérifier, en flexion composé et à L'ELS :

- Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \rightarrow$ La section est entièrement comprimée.

c- Vérification des contraintes :

- La section homogène est :

$$S = b \times h + \eta(A_s + A'_s)$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15(A_s \times c' + A'_s \times d) \right] \rightarrow V_2 = h - V_1$$

- Le moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + [A_s(V_1 - c)^2 + A'_s(V_2 - c)^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s^{V1}}{I_G} \right) \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 15 MPa$$

Puisque $\sigma_{b1} > \sigma_{b2}$, donc il suffit de vérifier que $\sigma_{b1} < \overline{\sigma_b}$

N_s : Effort de compression à L'ELS

M_s : Moment fléchissant à l'ELS

B_0 : Section homogénéisée.

$$B_0 = b \cdot h + 15A_s$$

- Si $\frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

Il faut vérifier :

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 MPa$$

$$\sigma_b = K \times y_1$$

$$K = \frac{M_s}{I_{x-x}}$$

$$I_{x-x} = \frac{b \times y^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - c)^2]$$

$$y_1 = y_2 + c$$

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante :

$$y_2^3 + p \times y_2 + q = 0$$

Avec :

$$p = -3c^2 - \frac{90A'_s}{b}(c - c') + \frac{90A_s}{b}(d - c)$$

$$q = -2^3 - \frac{90A'_s}{b}(c - c')^2 + \frac{90A_s}{b}(d - c)^2$$

$$c = \frac{h}{2} - 2.5$$

C : Distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

VII.5- Ferraillage des poteaux :

Remarque : toutes les sections d'armatures tendues trouvées ,doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{e_s - 0.455 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \cdot b \cdot d$$

✓ Sens longitudinal M_3 :

Zone	Niveau	N(tonf)	M(tonf.m)	e_s (cm)	Sec tion	Obs	A'_s	A_s	A_{adop}
I	SS RDC 1 2	$N_{max} = -226.8513$	$M_{cor} = 0.17335$	0.076	45X45	SEC	0.00	0.00	8.29
		$N_{min} = 58.5941$	$M_{cor} = 1.1522$	1.966		SET	7.23	7.42	8.29
		$N_{cor} = -115.3856$	$M_{max} = 8.02584$	6.955		SEC	0.00	0.00	8.29
II	3 4 5	$N_{max} = -137.9466$	$M_{cor} = 0.00028$	0.0002	40X40	SEC	0.00	0.00	7.41
		$N_{min} = 11.0689$	$M_{cor} = 2.51489$	22.72		SPC	0.00	2.94	7.41
		$N_{cor} = -55.4761$	$M_{max} = 8.35081$	15.05		SEC	0.00	0.00	7.41
III	6. 7 8	$N_{max} = -65.4962$	$M_{cor} = -1.18127$	1.803	35X35	SEC	0.00	0.00	5.56
		$N_{min} = 28.3315$	$M_{cor} = 0.62122$	2.192		SET	3.10	3.99	5.56
		$N_{cor} = -5.0014$	$M_{max} = -6.36213$	127.2		SPC	0.00	3.73	5.56

✓ Sens transversal M_2 :

Z on e	Niveau	N(KN)	M(KN.m)	e_s (cm)	Sec tion	Obs	A'_s	A_s	A_{adop}
I	SS RDC 1 2	$N_{max} = -226.8513$	$M_{cor} = 0.2076$	0.091	45X45	SEC	0.00	0.00	8.29
		$N_{min} = 58.5941$	$M_{cor} = 0.7386$	1.26		SET	6.91	7.73	8.29
		$N_{cor} = -42.1581$	$M_{max} = 9.11424$	21.62		SEC	0.00	0.00	8.29
II	3 4 5	$N_{max} = -137.9466$	$M_{cor} = 1.56583$	1.135	40x40	SEC	0.00	0.00	7.41
		$N_{min} = 11.0689$	$M_{cor} = 0.18246$	1.65		SET	1.27	1.50	7.41
		$N_{cor} = -62.963$	$M_{max} = 5.79749$	9.207		SEC	0.00	0.00	7.41
III	6 7 8	$N_{max} = -65.4962$	$M_{cor} = 0.5567$	0.85	35X35	SEC	0.00	0.00	5.56
		$N_{min} = 28.3315$	$M_{cor} = 0.89293$	3.15		SET	2.90	4.18	5.56
		$N_{cor} = 16.614$	$M_{max} = 4.22268$	25.41		SPC	0.00	5.04	5.56

Tout les poteaux seront ferraillés avec la section minimale du RPA
On opte pour le ferraillage suivant :

Zone I : $A_{\text{adopt}}=4\text{HA}20+4\text{HA}16=20.61 \text{ cm}^2$

Zone II : $A_{\text{adopt}}=4\text{HA}20+4\text{HA}12 =17.09 \text{ cm}^2$

Zone III : $A_{\text{adopt}}=4\text{HA}16+4\text{HA}14=14.20 \text{ cm}^2$

VII.6- Vérification à l'ELS :

➤ Etat limite de compression du béton :

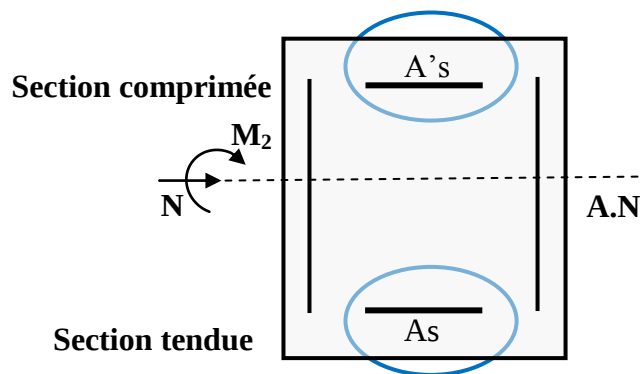
Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_e = 348 \text{ Mpa}$

Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

Le calcul des contraintes du béton et de l'acier se fera dans les deux directions 3-3 et 2-2.

➤ Sens 2-2:



La section à prendre en compte pour le calcul des contraintes est :

Aciers tendus : $A_{s\text{adopté}}$.

Aciers comprimés : $A'_{s\text{adopté}}$.

Les contraintes obtenues sont :

$\sigma_{bc\text{sup}}$: Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{stinf} : Contrainte max dans les aciers inférieurs.

σ_{bcinf} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{stsup} : Contrainte max dans les aciers supérieurs.

Remarque :

Le même raisonnement sera suivi pour le sens 3-3.

VII.6.1-Sens longitudinal M_3 :

Zones	Niveaux	Sections	Comb.	N	M	A'sc	Ast	σ_{bc}		σ_{st}		$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	Obs
								sup	inf	Sup	inf			
Zone I	SS,RDC, 1 et 2	45X45	Nmax-Mcor	-148.4966	0.04801	8.29	8.29	5.4	5.4	81.3	80.8	15	348	OK
			Nmin-Mcor	-44.6988	-2.02418	8.29	8.29	0.8	2.4	13.7	35.1	15	348	OK
			Ncor-Mmax	-51.776	2.14865	8.29	8.29	2.7	1.1	39.5	17	15	348	OK
Zone II	3,4,5	40X40	Nmax-Mcor	-100.3327	0.00021	7.41	7.41	4.5	4.5	67	67	15	348	OK
			Nmin-Mcor	-22.5541	2.04359	7.41	7.41	2.1	0	29.3	0.8	15	348	OK
			Ncor-Mmax	-30.4766	2.20516	7.41	7.41	2.5	0.2	35.7	5	15	348	OK
Zone III	6,7,8 et	35X35	Nmax-Mcor	-47.7218	-0.87635	5.56	5.56	2	3.4	31.8	49.2	15	348	OK
			Nmin-Mcor	7.7092	-1.31035	5.56	5.56	0	0	-136.7	-2	15	348	OK
			Ncor-Mmax	-3.2267	-3.29794	5.56	5.56	0	4	-145.6	46.3	15	348	OK

✓ Sens transversal M_2 :

Zones	Niveaux	Sections	Comb.	N	M	A'sc	Ast	σ_{bc}		σ_{st}		$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	Obs
								sup	inf	sup	inf			
Zone I	SS,RDC,1 et 2	45X45	Nmax-Mcor	-148.4966	3.28339	8.29	8.29	6.7	4.1	98.2	63.9	15	348	OK
			Nmin-Mcor	-44.6988	-0.07672	8.29	8.29	1.6	1.7	24	24.8	15	348	OK
			Ncor-Mmax	-125.5294	-3.77571	8.29	8.29	3.6	7.4	57.1	108.5	15	348	OK
Zone II	3,4,5	40X40	Nmax-Mcor	-100.3327	-1.13932	7.41	7.41	5.1	3.9	74.9	59	15	348	OK
			Nmin-Mcor	-22.5541	-0.07641	7.41	7.41	1	1	14.5	15.6	15	348	OK
			Ncor-Mmax	-55.4821	-2.96223	7.41	7.41	0.9	4	16.4	57.7	15	348	OK
Zone III	6,7,8 et	35X35	Nmax-Mcor	-47.7218	0.40473	5.56	5.56	3	2.4	44.5	36.5	15	348	OK
			Nmin-Mcor	7.7092	0.07986	5.56	5.56	0	0	-65.2	-73.4	15	348	OK
			Ncor-Mmax	-0.4809	3.16543	5.56	5.56	3.7	0	41.2	-160.9	15	348	OK

Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.3.2 RPA 2003): :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous **combinaison sismique** doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

λ est supérieur à 5 donc le coefficient ρ_d sera pris égal à 0.075.

$$\bar{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = \frac{4.0536 \times 10^4}{500 \times 475} = 0.17 \text{ MPa} < 1.875 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VII.7-Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées 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 .

a- Espacement des armatures :

Zone I :

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\phi_l^{\min}, 15\text{cm}) = \min(10 \times 1.6; 15\text{cm}) = 15\text{cm} \rightarrow S_t = 10\text{cm}$$

- En zone courante :

$$S_t \leq 15\phi_l^{\min} = 24\text{cm} \rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

Zone II :

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\phi_l^{\min}, 15\text{cm}) = \min(10 \times 1.2; 15\text{cm}) = 12\text{cm} \rightarrow S_t = 10\text{cm}$$

- En zone courante :

$$S_t \leq 15\phi_l^{\min} = 18\text{cm} \rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

Zone III :

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\phi_l^{\min}, 15\text{cm}) = \min(10 \times 1.4; 15\text{cm}) = 14\text{cm} \rightarrow S_t = 10\text{cm}$$

- En zone courante :

$$S_t \leq 15\phi_l^{\min} = 21\text{cm} \rightarrow S_t = 20\text{cm}$$

b-Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul

h : Hauteur totale de la section brute

f_e : Limite élastique de l'acier d'armature transversale

t : Espacement des armatures transversales

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à **2,50** si l'élanement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à **3,75** dans le cas contraire.

Elancement géométrique des poteaux :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{Avec : } l_f = 0.707 l_0$$

Zone I :

$$l_f = 0.707 \times 4.59 = 3.245$$

- L'élanement géométrique λ est égal à 3.245 / 0.5 = **6.49**.
- λ est supérieur à 5 donc le coefficient ρ sera pris égal à **2.50**.
- L'effort tranchant max est égale à **V_u=4.0536 tonf**

❖ **Application numérique :**

$$A_t \geq \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 4.0536 \times 10^4}{500 \times 400} \times 200 = 1.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA8}$$

Zone II :

$$l_f = 0.707 \times 3.06 = 2.16$$

- L'élanement géométrique λ est égal à 2.16 / 0.45 = **5.05**
- λ est inférieur à 5 donc le coefficient ρ sera pris égal à **3.75**
- L'effort tranchant max est égale à **V_u=4.3644 tonf**.

❖ **Application numérique :**

$$A_t \geq \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 4.3644 \times 10^4}{450 \times 400} \times 150 = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA8}$$

Zone III :

$$l_f = 0.707 \times 3.06 = 2.16$$

- L'élancement géométrique λ est égal à $2.16 / 0.4 = 5.4$.
- λ est supérieur à 5 donc le coefficient ρ sera pris égal à 2.50.
- L'effort tranchant max est égale à $V_u = 1.6185 \text{ tonf}$

❖ **Application numérique :**

$$A_t \geq \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 1.6185 \times 10^4}{400 \times 400} \times 200 = 0.505 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA8}$$

❖ **Quantité d'armatures transversales minimale du RPA:**

Pour $\lambda_g \geq 5$, la quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 3\% S_t \times b$$

➤ **Poteaux 45x45 :**

$$A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.025 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{non vérifier}$$

➤ **Poteaux 40x40 :**

$$A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

➤ **Poteaux 35x35 :**

$$A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.575 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Pour les poteaux (45x45) la section minimale du RPA n'est pas vérifiée, nous avons le choix entre, augmenter le diamètre des cadres en optant pour des HA10 ou bien réduire l'espacement des cadres, pour des raisons de mise en œuvre on a opté pour la deuxième option.

La condition n'est pas vérifiée, alors pour cela, on doit diminuer l'espacement des cadres. On va opter pour un espacement de 13 cm.

On aura

$$A_{\min} = 0.003 \times 14 \times 45 = 1.89 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

c-Longueurs de recouvrement :

$$L_t = 40\phi_t = 40 \times 2.0 = 80 \text{ cm}$$

VIII) INTRODUCTION :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) , ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales,
- Armatures horizontales,
- Armatures transversales.

Après avoir fait le calcul du ferrailage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux, pour ce la on ferraille nos voiles par zones :

- Zone I : SS, RDC, 1^{er}, 2^{ème} étage
- Zone II : 3^{ème} et 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage
- Zone III : 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème} étage

-Combinaison d'action :

Les combinaisons d'action sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91	$\begin{cases} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{cases}$
Selon le RPA révisé 2003	$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{cases}$

VIII-1) Ferrailage des trumeaux :

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

VIII -1-1) Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$
$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau.

V et V' : bras de levier, $V=V' = L_{\text{voile}} / 2$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.
Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

h_e : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

L_t : longueur tendue = $L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

-Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

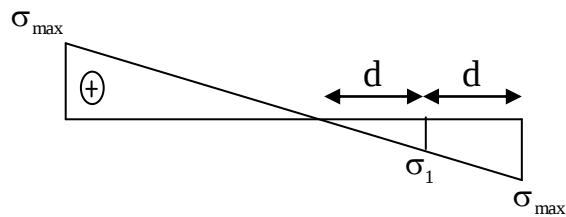
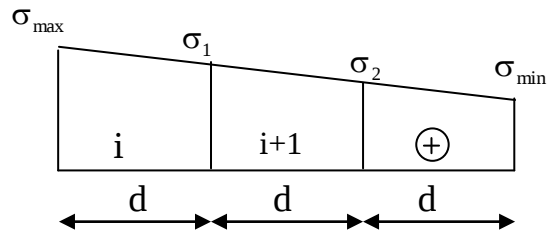
Avec :

e : épaisseur du voile.

-Section partiellement comprimée :

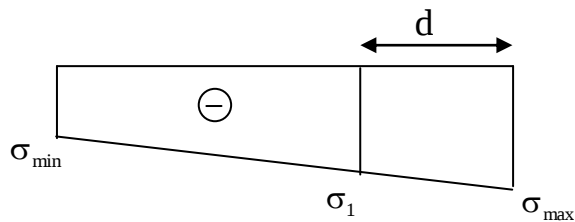
$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



-Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



VIII -1-2) Armatures verticales :

-Section entièrement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile.

σ_{s2} : Contrainte de l'acier = 400 MPa.

-Section partiellement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

σ_{s10} : Contrainte de l'acier = 400 MPa.

-Section entièrement tendue :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

σ_{s2} : Contrainte de l'acier = 400MPa.

VIII -1-3) Armatures minimales :

-Pour une Section entièrement comprimée :

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

(Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99)

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$$

(Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99)

-Pour une Section entièrement tendue

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0.15\% B \right\}$$

-Section partiellement comprimée :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23 B f_{t28}}{f_e}; 0.005 B \right\}$$

Avec :

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

VIII -1-4) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

$A_h \geq 0.15\% B$ **Globalement dans la section du voile**

$A_h \geq 0.10\% B$ **En zone courante**

B : Section du béton

A_V : Section d'armature verticale.

VIII -1-5) 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 RPA 2003**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

VIII -1-6) 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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

$$\text{Avec : } T = 1.4 V_u$$

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.

VIII -1-7) 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 $\geq 4HA10$ avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

VIII -1-8) Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{1,5e, 30\text{cm} \}$$

Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003).

Avec : e = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

-Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

-Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

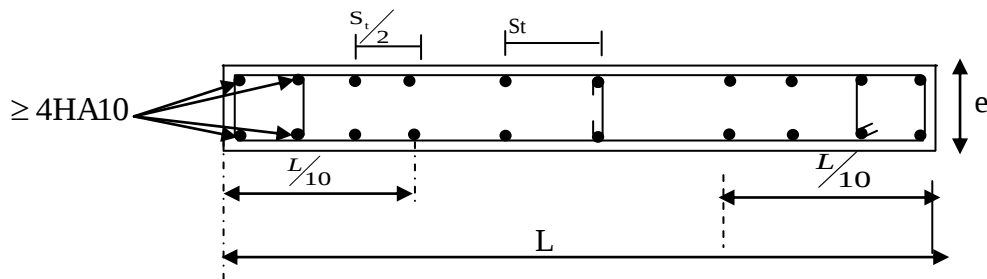


figure XIII-1) : Disposition des armatures verticales.

VIII -2) Vérification :

VIII -2-1) Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué.

B: Section du béton.

A: Section d'armatures adoptée.

VIII -2-2) Vérification de la contrainte de cisaillement :

-D'après le RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u, \text{calcul}}$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

-D'après le BAEL 91 :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right), \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

VIII-2-2 -1) Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage du voile transversal **VT1** sur la zone (I), **SPC** :

$$L = 3.4 \text{ m.}$$

$$e = 0.2 \text{ m.}$$

$$\sigma_{\max} = 252.38 \text{ tonf/m}^2.$$

$$\sigma_{\min} = - 636.86 \text{ tonf/m}^2.$$

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$$L_c = 0.96 \text{ m} \rightarrow L_t = L - L_c = 2.44 \text{ m.}$$

Le découpage du diagramme est en trois bandes de longueur :

On prend

- $d = 1 \text{ m.}$
- $d_2 = (L/2) - d$
- $d_3 = L_c$

-1^{er} e bande:

$$\sigma_1 = \frac{(Lt-d)\sigma_{\min}}{Lt} = -375.32 \text{ tonf/m}^2$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \right) d \cdot e = -101.22 \text{ tonf}$$

-Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s10}} = 25.3 \text{ cm}^2$$

- 2^{ème} bande :

$$d_2 = (L/2) - d = 0.70 \text{ m.}$$

$$N_2 = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) d_2 \cdot e = -39.73 \text{ tonf}$$

-Armatures verticales :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s10}} = 9.93 \text{ cm}^2.$$

- 3^{ème} bande :

$$d_3 = Lc = 0.96 \text{ m.}$$

$$N_3 = \frac{\sigma_{\max}}{2} d_3 \cdot e = 24.35 \text{ tonf}$$

-Armatures verticales :

$$A_{v3} = \frac{N_3}{\sigma_{s10}} = -6.09 \text{ cm}^2.$$

-Armatures minimales :

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{0.23 B f_{t28}}{f_e}; 0.005 B \right\}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{0.23 \times 0.68 \times 2.1}{400}; 0.0015 \times 0.68 \right\} = 10.02 \text{ cm}^2.$$

1^{ère} bande: 7HA16/nappe= 14.07 cm²/nappe , S_t= 15 cm.

2^{ième} bande: 7HA10/nappe= 5.5 cm² /nappe , S_t= 15 cm.

-Armatures horizontales :

$$A_h = A_v / 4 = 3.52 \text{ cm}^2.$$

-Section minimale

D'après le RPA 2003 : $A_h \geq 0.15\% \cdot B = 0.0015 \times 1,2 \times 0,2 \times 10000 = 10.2 \text{ cm}^2$.

Soit 5HA12/nappe/ml = 5.65 cm²/ ml/nappe avec : St = 20cm.

-Armature transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

-Vérification des contraintes de cisaillement :

-BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{54.13 \times 3.4 \times 0.2 \times 10^{-4}}{0.2 \times 0.9 \times 3.4} = 0.88 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.88 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa.} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

-RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 54.13 \times 3.4 \times 0.2 \times 10^{-4}}{0.2 \times 0.9 \times 3.4} = 1.24 \text{ MPa.}$$

$$\text{avec : } T = 1,4 \times V_u$$

$$\tau_b = 1.24 \text{ MPa} < \tau_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa.} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

-Vérification à l'ELS :

Il faut vérifier que : $\sigma \leq 0,6 \times f_{c28}$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{90.549 \times 10^4}{0.68 \times 10^6 + 15 \times 19.57 \times 10^2} = 1.25 \text{ MPa} \leq 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = 1.25 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa.}$$

NB : les voiles seront coulés sur toute leur longueur par étage sans reprise de bétonnage ce qui fait qu'on n'aura pas besoin d'armatures de coutures.

-Le ferrailage d'autres voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableaux :

❖ Voiles transversaux VT3,VT4,VT5 et VT6

	Zone		I	II	III
Caractéristiques géométriques	L	(m)	2.35	2.375	2.4
	E	(m)	0.2	0.2	0.2
	B	(m ²)	0.47	0.475	0.48
Sollicitation de calcul	$\sigma_{\max}$	(tonf/m ²)	311.46	81.48	228.61
	$\sigma_{\min}$	(tonf/m ²)	-907.74	-545.5	-417.33
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc	(m)	0.6	0.31	0.85
	Lt	(m)	1.75	2.07	1.55
	D	(m)	1.00	1.00	1.00
	σ_1	(tonf/m ²)	-388.93	-281.51	-148.19
	σ_2	(tonf/m ²)	-298.14	-232.01	-94.36
	N ₁	tonf	-129.67	-82.7	-56.55
	N ₂	tonf	-12.02	-9.63	-4.85
	N ₃	tonf	18.7	2.51	19.42
	σ_{12}	(tonf/m ²)	-407.87	-116.02	-116.89
	Vu	tonf	-191.7	-55.11	-56.11
	T	tonf	-268.38	-77.15	78.55
	N _s	tonf	90.55	63.9	42.2
Ferrailage	A _{v1}	(cm ²)	32.42	20.68	14.14
	A _{v2}	(cm ²)	3.01	2.41	1.21
	A _{v3}	(cm ²)	-4.67	-0.63	-4.85
	A _{v min}	(cm ²)	7.05	7.125	7.2
	Choix de la section	bande1	9HA16	9HA14	9HA10
	section	bande1	18.1	10.18	7.07
	Choix de la section	bande2	1HA16	1HA14	1HA10
	Section	bande2	2.01	1.54	0.79
	Espacement		15	15	15
	A _h	(cm ²)	4.53	2.55	1.98
	A _{h min}	(cm ²)	7.05	7.125	7.2
	A _h choix Sect/ml/nappe		4HA12	4HA12	4HA12
	Espacement	(cm)	25	25	25
	At	4 épingles de HA8/ml			
Vérification des contraintes	$\tau_b=5\text{MPa}$	τ_b	-1.97	-1.8	-1.82
	2.5	τ_u	-1.13	-0.13	-0.13
	$\sigma_{bc}=15$	σ_{bc}	1.45	1.07	0.72

❖ Voiles transversaux VT1 et VT2

	Zone		I	II	III
Caractéristiques géométriques	L	(m)	3.4	3.45	3.5
	E	(m)	0.2	0.2	0.2
	B	(m ²)	0.68	0.69	0.70
Sollicitation de calcul	$\sigma_{\max}$	(tonf/m ²)	252.38	127.19	147.32
	$\sigma_{\min}$	(tonf/m ²)	-636.86	-402.26	-319.95
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc	(m)	0.96	0.83	1.10
	Lt	(m)	2.44	2.62	2.40
	D	(m)	1.00	1.00	1.00
	σ_1	(tonf/m ²)	-375.32	-248.8	-186.44
	σ_2	(tonf/m ²)	-192.24	-137.54	-86.32
	N ₁	tonf	-101.22	-65.11	-50.64
	N ₂	tonf	-39.73	-28.01	-20.46
	N ₃	tonf	24.35	10.54	16.26
	σ_{12}	(tonf/m ²)	79.60	63.99	42.12
	Vu	tonf	54.13	44.15	29.48
	T	tonf	75.78	61.81	41.28
	N _s	tonf	66.24	53.28	49.56
Ferrailage	A _{v1}	(cm ²)	25.3	16.28	12.66
	A _{v2}	(cm ²)	9.93	7.00	5.11
	A _{v3}	(cm ²)	-6.09	-2.64	-4.06
	A _{v min}	(cm ²)	10.2	10.35	10.5
	Choix de la section	bande1	7HA16	7HA14	7HA12
	section	bande1	14.07	10.78	7.92
	Choix de la section	bande2	7HA10	7HA10	7HA10
	Section	bande2	5.5	5.5	5.5
	Espacement		15	15	15
	A _h	(cm ²)	3.52	2.70	1.98
	A _{h min}	(cm ²)	10.2	10.35	10.5
	Ah choix Sect/ml/nappe		5HA12	5HA12	5HA12
	Espacement	(cm)	20	20	20
	At	4 épingles de HA8/ml			
Vérification des contraintes	$\tau_b=5\text{MPa}$	τ_b	1.24	1.00	0.66
	2.5	τ_u	0.88	0.71	0.47
	$\sigma_{bc}=15$	σ_{bc}	1.25	0.88	0.58

❖ Voiles longitudinaux VL2 et VL1

	Zone		I	II	III
Caractéristiques géométriques	L	(m)	0.75	0.775	0.8
	E	(m)	0.2	0.2	0.2
	B	(m ²)	0.15	0.155	0.16
Sollicitation de calcul	$\sigma_{\max}$	(tonf/m ²)	95.31	89.53	87.98
	$\sigma_{\min}$	(tonf/m ²)	-729.27	-555.13	-391.75
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc	(m)	0.09	0.11	0.15
	Lt	(m)	0.66	0.67	0.65
	D	(m)	0.50	0.50	0.50
	σ_1	(tonf/m ²)	-179.55	-139.22	-91.92
	σ_2	(tonf/m ²)	/	/	/
	N ₁	tonf	-45.44	-34.72	-24.18
	N ₂	tonf	6.21	4.19	/
	N ₃	tonf	0.83	0.96	1.29
	σ_{12}	(tonf/m ²)	145.62	134.61	135.67
	Vu	tonf	21.84	20.86	21.71
	T	tonf	30.68	29.21	30.39
	N _s	tonf	25.6	22.66	18.14
Ferrailage	A _{v1}	(cm ²)	11.36	8.68	6.05
	A _{v2}	(cm ²)	/	/	/
	A _{v3}	(cm ²)	-0.21	-0.24	-0.32
	A _{v min}	(cm ²)	2.25	2.325	2.4
	Choix de la section	bande1	5HA14	5HA12	5HA10
	section	bande1	7.7	5.65	4.52
	Choix de la section	bande2	/	/	/
	section	bande2	/	/	/
	Espacement		15	15	15
	A _h	(cm ²)	1.93	1.41	1.13
	A _{h min}	(cm ²)	2.25	2.325	2.4
	Ah choix Sect/ml/nappe		4HA10	4HA10	4HA10
	Espacement	(cm)	25	25	25
	At	4 épingles de HA8/ml			
Vérification des contraintes	$\tau_b=5\text{MPa}$	τ_b	2.27	2.09	2.11
	2.5	τ_u	1.62	1.50	1.51
	$\sigma_{bc}=15$	σ_{bc}	3.32	2.44	1.66

❖ Voiles longitudinaux VL5 et VL6

	Zone		I	II	III
Caractéristiques géométriques	L	(m)	1.25	1.275	1.3
	E	(m)	0.2	0.2	0.2
	B	(m ²)	0.25	0.255	0.26
Sollicitation de calcul	$\sigma_{\max}$	(tonf/m ²)	59.34	68.82	220
	$\sigma_{\min}$	(tonf/m ²)	-794	-679.06	-503.45
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc	(m)	0.09	0.12	0.40
	Lt	(m)	1.16	1.16	0.90
	D	(m)	0.50	0.50	0.50
	σ_1	(tonf/m ²)	-452.66	-385.77	-225.2
	σ_2	(tonf/m ²)	-367.33	-305.12	-141.73
	N ₁	tonf	-62.33	-53.24	-36.43
	N ₂	tonf	-10.25	-9.50	-5.50
	N ₃	tonf	0.52	0.81	8.70
	σ_{12}	(tonf/m ²)	105.00	83.52	123.56
	Vu	tonf	26.25	21.30	32.13
	T	tonf	36.75	29.82	44.98
	N _s	tonf	45.85	40.05	33.91
Ferrailage	A _{v1}	(cm ²)	15.58	13.31	9.11
	A _{v2}	(cm ²)	2.56	2.37	1.38
	A _{v3}	(cm ²)	-0.13	-0.20	-2.17
	A _{v min}	(cm ²)	3.75	3.825	3.9
	Choix de la section	bande1	5HA16	5HA14	5HA12
		bande1	10.05	7.7	5.65
	Choix de la section	bande2	1HA16	1HA14	1HA12
		bande2	2.01	1.54	1.13
	Espacement		15	15	15
	A _h	(cm ²)	2.51	1.93	1.41
	A _{h min}	(cm ²)	3.75	3.825	3.9
	Ah choix Sect/ml/nappe		4HA10	4HA10	4HA10
	Espacement	(cm)	25	25	25
	At	4 épingles de HA8/ml			
Vérification des contraintes	$\tau_b=5\text{MPa}$	τ_b	1.63	1.30	1.92
	2.5	τ_u	1.17	0.93	1.37
	$\sigma_{bc}=15$	σ_{bc}	2.43	1.74	1.18

❖ Voiles longitudinaux VL7 et VL8

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	L	(m)	1.75	1.775	1.8
	E	(m)	0.2	0.2	0.2
	B	(m ²)	0.35	0.355	0.36
Sollicitation de calcul	$\sigma_{\max}$	(tonf/m ²)	94.95	64.21	41.02
	$\sigma_{\min}$	(tonf/m ²)	-750.86	-511.35	-315.71
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc	(m)	0.20	0.20	0.21
	Lt	(m)	1.55	1.58	1.59
	D	(m)	0.50	0.50	0.50
	σ_1	(tonf/m ²)	-509.20	-349.22	-216.62
	σ_2	(tonf/m ²)	-327.96	-223.57	-137.35
	N ₁	tonf	-63.00	-43.03	-26.62
	N ₂	tonf	-31.39	-22.20	-14.16
	N ₃	tonf	1.87	1.27	0.85
	σ_{12}	(tonf/m ²)	155.92	45.47	53.88
	Vu	tonf	54.57	16.14	19.40
	T	tonf	76.40	22.60	27.16
	N _s	tonf	47.51	43.16	35.43
Ferrailage	A _{v1}	(cm ²)	15.75	10.76	6.65
	A _{v2}	(cm ²)	7.85	5.55	3.54
	A _{v3}	(cm ²)	-0.47	-0.32	-0.21
	A _{v min}	(cm ²)	5.25	5.325	5.40
	Choix de la	bande1	5HA16	5HA12	5HA10
	section	bande1	10.05	5.65	3.93
	Choix de la	bande2	2HA16	2HA12	2HA10
	section	bande2	4.02	2.26	1.57
	Espacement		15	15	15
	A _h	(cm ²)	2.51	1.41	0.98
	A _{h min}	(cm ²)	5.25	5.325	5.4
	Ah choix Sect/ml/nappe		4HA10	4HA10	4HA10
	Espacement	(cm)	25	25	25
	At	4 épingles de HA8/ml			
Vérification des contraintes	$\tau_b=5\text{MPa}$	τ_b	2.43	0.71	0.84
	2.5	τ_u	1.73	0.51	0.60
	$\sigma_{bc}=15$	σ_{bc}	1.91	1.38	0.93

❖ Voiles longitudinaux VL3 et VL4

	Zone		I	II	III
Caractéristiques géométriques	L	(m)	1.75	1.775	1.8
	E	(m)	0.2	0.2	0.2
	B	(m ²)	0.35	0.355	0.36
Sollicitation de calcul	$\sigma_{\max}$	(tonf/m ²)	56.66	47.99	97.61
	$\sigma_{\min}$	(tonf/m ²)	-847.97	-565.32	-368.31
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc	(m)	0.11	0.14	0.38
	Lt	(m)	1.64	1.64	1.42
	D	(m)	0.50	0.50	0.50
	σ_1	(tonf/m ²)	-589.50	-392.56	-238.89
	σ_2	(tonf/m ²)	-395.66	-258.67	-135.35
	N ₁	tonf	-71.87	-47.89	-30.36
	N ₂	tonf	-36.94	-25.23	-14.97
	N ₃	tonf	0.62	0.67	3.68
	σ_{12}	(tonf/m ²)	141.40	113.36	118.01
	Vu	tonf	49.49	40.24	42.48
	T	tonf	69.29	56.34	59.48
	N _s	tonf	58.34	54.36	49.18
Ferrailage	A _{v1}	(cm ²)	17.97	11.97	7.59
	A _{v2}	(cm ²)	9.24	6.31	3.74
	A _{v3}	(cm ²)	-0.16	-0.17	-0.92
	A _{v min}	(cm ²)	5.25	5.325	5.4
	Choix de la	bande1	5HA16	5HA14	5HA10
	section	bande1	10.05	7.7	3.93
	Choix de la	bande2	2HA16	2HA14	2HA10
	section	bande2	4.02	3.08	1.57
	Espacement		15	15	15
	A _h	(cm ²)	2.51	1.93	0.98
	A _{h min}	(cm ²)	5.25	5.325	5.4
	A _h choix Sect/ml/nappe		4HA10	4HA10	4HA10
	Espacement	(cm)	25	25	25
	At	4 épingles de HA8/ml			
Vérification des contraintes	$\tau_b=5\text{MPa}$	τ_b	2.20	1.76	1.84
	2.5	τ_u	1.57	1.26	1.31
	$\sigma_{bc}=15$	σ_{bc}	1.82	1.33	0.90

❖ Voiles longitudinaux VL3 et VL4 au RDC

	Zone		I
Caractéristiques géométriques	L	(m)	0.75
	e	(m)	0.20
	B	(m ²)	0.15
Sollicitation de calcul	$\sigma_{\max}$	(tonf/m ²)	56.66
	$\sigma_{\min}$	(tonf/m ²)	-847.97
	Nature de la section		SPC
	Lc	(m)	0.05
	Lt	(m)	0.70
	d	(m)	0.50
	σ_1	(tonf/m ²)	-244.88
	σ_2	(tonf/m ²)	/
	N ₁	tonf	-54.64
	N ₂	tonf	/
	N ₃	tonf	0.27
	σ_{12}	(tonf/m ²)	141.40
	Vu	tonf	21.21
	T	tonf	29.69
	N _s	tonf	33.21
Ferrailage	A _{v1}	(cm ²)	13.66
	A _{v2}	(cm ²)	/
	A _{v3}	(cm ²)	-0.07
	A _{v min}	(cm ²)	2.25
	Choix de la	bande1	5HA14
	section	bande1	7.70
	Choix de la section	bande2	/
	section	bande2	/
	Espacement		15
	A _h	(cm ²)	1.93
	A _{h min}	(cm ²)	2.25
	A _h choix Sect/ml/nappe		4HA10
	Espacement	(cm)	25
	At	4 épingles de HA8/ml	
Vérification des contraintes	$\tau_b=5\text{MPa}$	τ_b	2.20
	2.5	τ_u	1.57
	$\sigma_{bc}=15$	σ_{bc}	3.23

❖ Voiles longitudinaux VL7 et VL8 au RDC

	Zone		I
	L	(m)	4
Caractéristiques géométriques	e	(m)	0.2
	B	(m ²)	0.8
	$\sigma_{\max}$	(tonf/m ²)	94.95
Sollicitation de calcul	$\sigma_{\min}$	(tonf/m ²)	-750.86
	Nature de la section		SPC
	Lc	(m)	0.45
	Lt	(m)	3.55
	d	(m)	1.00
	σ_1	(tonf/m ²)	-539.41
	σ_2	(tonf/m ²)	-327.96
	N ₁	tonf	-129.03
	N ₂	tonf	-86.74
	N ₃	tonf	4.26
	σ_{12}	(tonf/m ²)	316.92
	Vu	tonf	253.54
	T	tonf	354.95
	N _s	tonf	47.51
Ferrailage	A _{v1}	(cm ²)	32.26
	A _{v2}	(cm ²)	21.68
	A _{v3}	(cm ²)	-1.07
	A _{v min}	(cm ²)	12
	Choix de la	bande1	9HA16
	section	bande1	18.1
	Choix de la section	bande2	6HA16
	section	bande2	12.06
	Espacement		15
	A _h	(cm ²)	4.53
	A _{h min}	(cm ²)	12
	A _h choix Sect/ml/nappe		5HA14
	Espacement	(cm)	20
	At	4 épingles de HA8/ml	
Vérification des contraintes	$\tau_b=5\text{MPa}$	τ_b	4.93
	2.5	τ_u	3.52
	$\sigma_{bc}=15$	σ_{bc}	0.87

IX.1- Introduction :

a) définition des fondations :

C'est la partie de la structure qui est en contacte directe avec le sol auquel elle transmet les charges de la superstructure.

Un choix judicieux du système de fondations doit toujours satisfaire les exigences concernant la sécurité (capacité portante) et l'aptitude au service. De plus, des considérations d'ordre économique, esthétique et d'impact sur l'environnement sont à respecter.

L'ingénieur des structures est généralement confronté à plusieurs solutions possibles et doit opérer des choix concernant le :

- Taux de travail sur le sol
- Genre de structure (souple, rigide)
- Type de fondations

b) Choix et type de fondations :

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- stabilité de l'ouvrage (rigide)
- facilite d'exécution (coffrage)
- L'économie.

c) Etude de sol :

L'étude géologique du site dont a été réalisé notre ouvrage, a donné une contrainte admissible du sol égale à 2.2 bars.

Remarque :

Les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 5 à 10cm d'épaisseur dosé à 150Kg/m³ de ciment.

IX.1.1. Dimensionnement :

a) Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

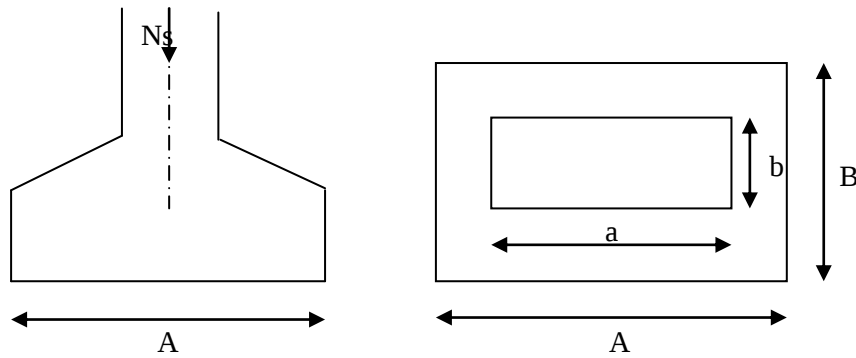


Figure IX.1 : Dimensions d'une fondation

Exemple de calcul:

$$N_{ser} = 227.52 \text{ tonf} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 22 \text{ tonf} / \text{m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{227.52}{22}} = 3.21 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad B = 3.21 \text{ m}$$

Remarque :

Les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

b) Semelles filantes :

1. Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{Ns}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \times L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G : Charge permanente revenant au voile considéré.

Q : Charge d'exploitation revenant au voile considéré.

σ_{sol} : contrainte admissible du sol. ($\sigma_{sol} = 0.22 \text{ MPa}$)

Les résultats du calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ Sens longitudinal :

Tableau IX.1 : Surface de la semelle filante sous voiles longitudinaux

Voile	N _s (tonf)	L (m)	B (m)	S (m ²) = B x L
V _{L1} et V _{L2}	165.94	3.00	2.5	2 x (7.5)
V _{L3} et V _{L4}	167.24	3.00	2.52	2 x (7.56)
V _{L5} et V _{L6}	158.94	1.5	4.8	2 x (7.2)
V _{L7} et V _{L8}	269.86	4.5	2.72	2 x (12.24)
Somme				69

➤ Sens transversal :

Tableau IX.2 : Surface de la semelle filante sous voiles transversaux

Voile	N _s (tonf)	L (m)	B (m)	S (m ²) = B x L
V _{T1} et V _{T2}	188.8	3.9	2.2	2 x (8.58)
V _{T3} , V _{T4} , V _{T5} et V _{T6}	240.63	3.9	2.8	4 x (10.92)
Somme				60.8

$$\Rightarrow S_v = \sum S_i = 129.8 \text{ m}^2$$

2. Semelles filantes sous poteaux :

- Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide et engendre une répartition linéaire de contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

- Etapas de calcul :**

- Détermination de la résultante des charges :

$$R = \sum N_i$$

- Détermination de coordonnée de la résultante R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

$$e \leq \frac{l}{6} \quad \Rightarrow \quad \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

- Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

- Détermination de la hauteur de la semelle.
- Calcul de l'effort tranchant le long de la semelle.
- Calcul du moment fléchissant le long de la semelle.
- Calcul de la semelle comme une poutre continue devant résister aux efforts tranchants et aux moments fléchissant.
- Calcul la semelle dans le sens transversal.

• **Exemple de calcul :**

Charges transmises par le portique :

Tableau IX.3 : Détermination de la résultante des charges

Poteaux	N _s = G + Q (tonf)	e _i (m)	N.e _i (tonf.m)	M _i (tonf.m)
1	103.72	-5.75	-596.39	0.44
2	109.07	-1.85	-201.78	0.3
3	124.49	1.85	230.31	0.18
4	97.91	5.75	562.98	0.36
Σ	435.19		-4.88	1.28

Détermination de la charge totale transmise par les poteaux :

$$\sum N_s = 435.19 \text{ tonf}$$

1) Coordonnées de la résultante des forces par rapport au C.D.G de la semelle :

$$e = \frac{\sum (N_s \cdot e_i) + \sum M_i}{\sum N_s} \Rightarrow e = 0.008 \text{ m.}$$

3) Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = 0.008 < \frac{L}{6} = \frac{13.2}{6} = 2.2 \text{ m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{435.19}{13} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.008}{13.2} \right) = 33.6 \text{ tonf / ml}$$

$$q_{\min} = \frac{435.19}{13.2} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.008}{13.2} \right) = 32.85 \text{ tonf / ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{435.19}{13.2} + \left(1 + \frac{3 \times 0.008}{13.2} \right) = 33.04 \text{ tonf / ml}$$

2) Détermination de la longueur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{33.04}{22} = 1.5 \text{ m} \Rightarrow B = 1.5 \text{ m}$$

$$S = B \times L = 1.5 \times 13.2 = 19.8 \text{ m}^2$$

Ainsi, on aura une surface totale de la semelle filante de:

$$S_T = n \times S_s + S_v$$

Avec:

n : nombre de portiques dans le sens transversal.

$$S_T = [2 \times (9.3 \times 1.5) + 7 \times (5.4 \times 1.5) + 4 \times (13.2 \times 1.5)] + 64.9 = 284.6 \text{ m}^2$$

Remarque :

$$S_{\text{bat}} = 311.43 \text{ m}^2.$$

Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est de :

$$\frac{S_{\text{semelles}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{284.6}{311.43} = 0.913$$

⇒ La surface totale des semelles représente 91.3 % de la surface du bâtiment.

Conclusion :

Le pré dimensionnement des semelles filantes a donné des largeurs importantes, ce qui induit leur chevauchement, de plus, la surface totale de ces dernières dépasse 50 % de la surface de la structure (l'assise).

Donc, on opte pour un radier général qui offrira :

- Une facilité de coffrage ;
- Une rapidité d'exécution ;
- Présentera une grande rigidité.

IX.2. Etude du radier général :

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 diminuée du poids propre du radier.

1) Pré-dimensionnement du radier :

➤ **Condition de vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \Rightarrow \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface K= 40 MPa pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier;

E : Module de déformation longitudinale différée : $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$

L_{max} : Portée maximale (L_{max} = 4.50 m).

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4.5}{\pi}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.90 \text{ m}$$

On opte pour $h = 90 \text{ cm}$.

➤ **Dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad (\text{Avec un minimum de } 25\text{cm}).$$

$$h_d \geq \frac{450}{20} = 22.5\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Soit : } h_d = 30 \text{ cm.}$$

➤ **Nervure (poutre) :**

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{450}{10} = 45\text{cm} \quad \text{Soit : } h_n = 50 \text{ cm.}$$

Remarque :

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$h_n = 90 \text{ cm}$ Nervure

$h_d = 30 \text{ cm}$ Dalle

$b = 45 \text{ cm}$ Largeur de la nervure

2) Détermination des efforts :

Sachant que $S_{\text{bat}} = 311.43 \text{ m}^2$

Les charges dues à la superstructure sont :

- **Charge permanente :** $G_{\text{bat}} = 5278.19 \text{ tonf.}$
- **Surcharge d'exploitation :** $Q_{\text{bat}} = 881.47 \text{ tonf.}$

ELU : $N_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 8447.76 \text{ KN.}$

ELS: $N_s = G + Q = 6159.66 \text{ tonf}$

3) Calcul de la surface du radier :

A l'ELU: $S_{\text{nec}}^{\text{ELU}} \geq \frac{N_u}{2 \times \sigma_{\text{SOL}}} = \frac{8447.76}{2 \times 22} = 191.99 \text{ m}^2$

A l'ELS: $S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{6159.66}{22} = 279.98 m^2$

D'où : $S_{rad} = \max(S_{nec}^{ELU}; S_{nec}^{ELS}) = 279.98 m^2$

$S_{bat} = 311.1 m^2 > S_{rad} = 279.98 m^2$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous impose le BAEL, et qui sera calculé comme suit :

$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{90}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 45 \text{ cm} ; \quad \text{Soit : } L_{deb} = 50 \text{ cm}.$

➤ **Donc la surface totale du radier :**

$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 311.1 + 0.5 (26.9+12) \times 2 = 351 m^2$

$S_{rad} = 351 m^2.$

4) Calcul des sollicitations à la base du radier :

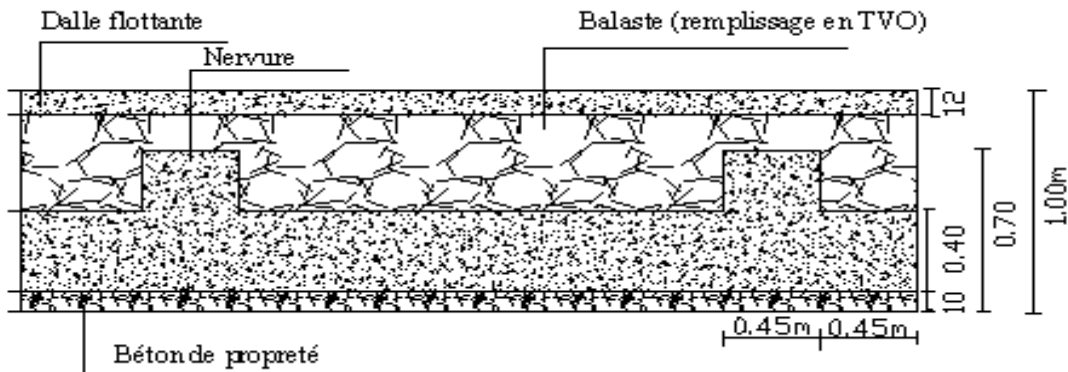


Figure IX.2 : Coupe verticale du radier

• **Charges permanentes :**

- **Poids du bâtiment :** $P_{bat} = 5278.19 \text{ tonf}$
- **Poids du radier :**

$P_{rad} = \text{Poids de la dalle} + \text{Poids de la nervure} + \text{Poids de (T.V.O)} + \text{Poids de la dalle flottante}.$

Poids de la dalle : $g_1 = 351 \times 0.3 \times 25 = 263.25 \text{ tonf}$

Poids des nervures $g_2 = [(0.9 - 0.3) \times 0.45 \times 12 \times 8 \times 2.5] + (0.9 - 0.3) \times 0.45 \times 8.1 \times 2.5 = 70.27 \text{ tonf}$

Poids du TVO : $g_3 = [(0.9 - 0.3) \times 351 - 28.11] \times 1.7 = 310.23 \text{ tonf}$

Poids de la dalle flottante : $g_4 = 351 \times 0.12 \times 2.5 = 105.3 \text{ tonf}$

$$P_{rad} = g_1 + g_2 + g_3 + g_4 = 749.05 \text{ tonf}$$

$$P_{rad} = 749.05 \text{ tonf}$$

➤ **Charge permanente apportée sur le radier G_{tot} :**

$$G_{tot} = P_{(superstructure)} + P_{(infrastructure)}$$

$$G_{tot} = 5278.19 + 749.05 = 6027.24 \text{ tonf}$$

➤ **Surcharges d'exploitation :**

- **Surcharge du bâtiment :** $Q_{bat} = 881.47 \text{ tonf}$

- **Surcharge du radier :** $Q_{rad} = 0.5 \times 351 = 175.05 \text{ tonf}$

➤ **Surcharge totale :** $Q_{tot} = 1056.52 \text{ tonf}$

5) Combinaison d'actions :

A l'ELU : $N_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = (1.35 \times 6027.24) + (1.5 \times 1056.52) = 9721.55 \text{ tonf}$

A l'ELS : $N_s = G + Q = 6027.24 + 1056.52 = 7083.76 \text{ tonf}$

6) Détermination de la surface nécessaire du radier :

A l'ELU : $S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{2 \times \sigma_{SOL}} = \frac{9721.55}{2 \times 22} = 220.94 \text{ m}^2$

A l'ELS : $S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{7083.76}{22} = 321.99 \text{ m}^2$

$$S_{rad} = 351 \text{ m}^2 > \max(S_{nec}^{ELU}; S_{nec}^{ELS}) = 321.99 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Vérifications :

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 0.9 \times h_d = 0.9 \times 0.3 = 0.27 \text{ m}$$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \frac{L_{\max}}{2} = \frac{9721.55 \times 1}{351} \times \frac{4.50}{2} = 62.34 \text{ tonf}$$

$$\tau_u = \frac{62.34 \times 10^{-2}}{0.27 \times 1} = 2.3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.3 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la stabilité du radier :

➤ **Vérification de l'effort de sous pression :**

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq \alpha S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1.5 \times 1 \times 4 \times 351 = 2106 \text{ tonf}$$

P : Poids total du bâtiment à la base du radier,

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$,

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$),

Z : profondeur de l'infrastructure ($h = 1 \text{ m}$),

$$P = 5278.19 \text{ tonf} > 2106 \text{ tonf} \quad \Longrightarrow \quad \text{Pas de risque de soulèvement de la structure.}$$

➤ **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 13.29 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 5.93 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \sum \left[I_x + S_i (X_i - X_G)^2 \right] = 18988.67 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = \sum \left[I_y + S_i (Y_i - Y_G)^2 \right] = 89792.1180 \text{ m}^4.$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 h$$

Avec :

M_0 : moment sismique à la base de la structure,

T_0 : Effort tranchant à la base de la structure,

h : profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes donne :

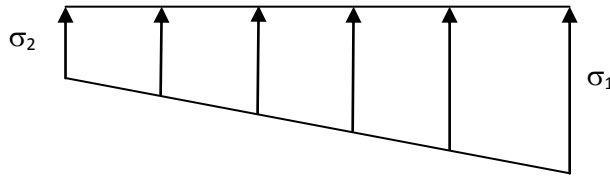


Figure IX.3 : Diagramme des contraintes

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :

E L U : $\sigma_m \leq 1.33\sigma_{sol}$

E L S : $\sigma_m \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{sol} = 22 \text{ tonf} / \text{m}^2, 1.33\sigma_{sol} = 29.26 \text{ tonf} / \text{m}^2$$

Avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M V}{I}$

Calcul des moments :

$$M_x = 6054.22 + (265.39 \times 0.9) = 6293.07 \text{ tonf.m}$$

$$M_y = 6503.53 + (267.86 \times 0.9) = 6744.6 \text{ tonf.m}$$

➤ **Sens longitudinal :**

A l'ELU: $M_x = 6293.07 \text{ tonf}, N_u = 9721.55 \text{ tonf}.$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{9721.55}{351} + \frac{6293.07}{89792.1180} \times 13.29 = 28.63 \text{ tonf} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{9721.55}{351} - \frac{6293.07}{89792.118} \times 13.29 = 26.76 \text{ tonf} / \text{m}^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{(3 \times 28.63) + 26.76}{4} = 28.16 \text{ tonf} / m^2 ; 1.33 \times \sigma_{sol} = 1.33 \times 22 = 29.26 \text{ tonf} / m^2$$

$$\sigma_m = 28.16 \text{ tonf} / m^2 < 1.33 \sigma_{sol} = 29.26 \text{ tonf} / m^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS: $M_x = 6293.07 \text{ tonf}$, $N_s = 7083.76 \text{ tonf}$.

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{7083.76}{351} + \frac{6293.07}{89792.118} \times 13.29 = 21.11 \text{ tonf} / m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{7083.76}{351} - \frac{6293.07}{89792.118} \times 13.29 = 19.25 \text{ tonf} / m^2$$

$$\begin{cases} \sigma_m = \frac{(3 \times 21.11) + 19.25}{4} = 20.64 \text{ tonf} / m^2 ; \sigma_{sol} = 22 \text{ tonf} / m^2 \\ \sigma_m = 20.64 \text{ tonf} / m^2 < \sigma_{sol} = 22 \text{ tonf} / m^2 \end{cases} \Rightarrow \text{condition verifiée}$$

➤ **Sens transversal :**

A l'ELU: $M_y = 6744.6 \text{ tonf}$, $N_u = 9721.55 \text{ tonf}$.

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{9721.55}{351} + \frac{6744.6}{18988.67} \times 5.93 = 29.79 \text{ tonf} / m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{9721.55}{351} - \frac{6744.6}{18988.67} \times 9.95 = 25.59 \text{ KN} / m^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{(3 \times 29.79) + 25.59}{4} = 28.74 \text{ tonf} / m^2 ; 1.33 \sigma_{sol} = 1.33 \times 22 = 29.26 \text{ tonf} / m^2$$

$$\sigma_m = 28.74 \text{ tonf} / m^2 < 1.33 \cdot \sigma_{sol} = 29.26 \text{ tonf} / m^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS: $M_y = 6744.6 \text{ tonf}$, $N_s = 7083.76 \text{ tonf}$.

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{7083.76}{351} + \frac{6744.6}{18988.67} \times 5.93 = 22.28 \text{ tonf} / m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{7083.76}{351} - \frac{6744.6}{18988.67} \times 9.95 = 18.08 \text{ tonf} / m^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{(3 \times 22.28) + 18.08}{4} = 21.23 \text{ tonf / m}^2 ; \sigma_{sol} = 22 \text{ tonf / m}^2$$

$$\sigma_m = 21.23 \text{ tonf / m}^2 < \sigma_{sol} = 22 \text{ tonf / m}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IX.4 : vérification des contraintes

	ELU			ELS			OBS
	σ_1 (tonf /m ²)	σ_2 (tonf /m ²)	σ_m (tonf /m ²)	σ_1 (tonf /m ²)	σ_2 (tonf /m ²)	σ_m (tonf /m ²)	
X-X	28.63	26.76	28.16	21.11	19.25	20.64	vérifiée
Y-Y	29.79	25.59	28.74	22.28	18.08	21.23	Vérifiée

c) Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2 4 BAEL91)

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité

Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier,

N_u : charge de calcul à l'ELU.

h: épaisseur totale du radier.

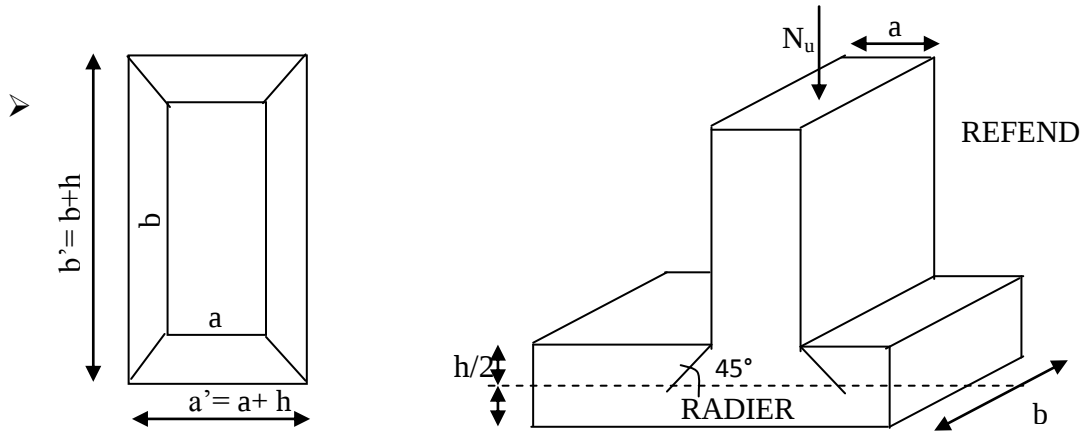


Figure IX.4 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

➤ **Vérification pour le poteau le plus sollicité :**

$$U_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0.5 + 0.5 + 2 \times 0.9) \times 2 = 5.6m$$

$$N_u = 312.68 \text{ tonf} \leq \frac{0.07 \times 5.6 \times 0.9 \times 25 \times 10^2}{1.5} = 588 \text{ tonf}$$

$$N_u = 312.68 \text{ tonf} < 588 \text{ tonf} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification pour le voile le plus sollicité :**

On considère une bande de 1ml du voile :

$$U_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0.2 + 1 + 2 \times 0.9) \times 2 = 6m$$

$$N_u = 134.93 \text{ tonf} \leq \frac{0.07 \times 6 \times 0.9 \times 25 \times 100}{1.5} = 630 \text{ tonf} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IX.5. Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99) ; on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastré sur 04 appuis.

a) Ferrailage du panneau encastré sur 04 appuis :

On distingue deux cas : selon $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ avec $L_x < L_y$

1^{er} cas :

Si $\alpha \leq 0.4 \Rightarrow$ Flexion longitudinal négligeable (le panneau travaille dans un seul sens).

$$M_{0x} = q_u \times \frac{L_x^2}{8} ; \text{ et } M_{0y} = 0$$

2^{eme} cas :

$0.4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$ Les flexions interviennent (le panneau travaille dans les deux sens)

Moments fléchissant :

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

b) Identification du panneau le plus sollicité :

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale $\sigma_m^{\max}$, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

Avec :

A l'ELU : $\sigma_m^{\max} = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) = \max(28.63; 29.79) = 29.79 \text{ tonf} / m^2$

A l'ELS : $\sigma_m^{\max} = \max(\sigma_s^1; \sigma_s^2) = \max(20.64; 21.23) = 21.23 \text{ tonf} / m^2$

D'où :

E.L.U : $q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 29.79 - \frac{749.05}{351} = 27.65 \text{ tonf} / m^2$

E.L.S : $q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 21.23 - \frac{749.05}{351} = 19.1 \text{ tonf} / m^2$

IX.5.1. Ferrailage de la dalle :

a) Identification du panneau le plus sollicité :

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on considérera pour les calculs le panneau le plus sollicité, ensuite on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes : $\begin{cases} l_x = 3.40m \\ l_y = 4.00m \end{cases}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.40}{4.00} = 0.85$$

$$0.4 \leq \rho = 0.85 \leq 1$$

La dalle travaille en flexion dans les deux sens.

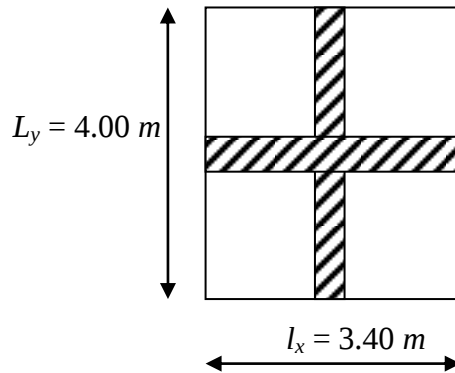


Figure IX.5. le panneau le plus sollicité

Calcul des sollicitations:

On a : $\rho = 0.85$

$$\text{A l'ELU : } \begin{cases} \mu_x = 0.0509 \\ \mu_y = 0.685 \end{cases} \quad \text{A l'ELS : } \begin{cases} \mu_x = 0.0579 \\ \mu_y = 0.778 \end{cases}$$

➤ **Moments fléchissant :**

$$\text{Suivant (x-x) : } M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$\text{Suivant (x-x) : } M_y = \mu_y \times M_x$$

b) Calcul à l'ELU :

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0509 \times 27.65 \times (3.4)^2 = 16.27 \text{ tonf.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_x = 0.685 \times 16.27 = 11.14 \text{ tonf.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de 0,5 aux appuis et 0,75 en travée.

• **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 16.27 = 12.2 \text{ tonf.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 0.75 \times 11.14 = 8.36 \text{ tonf.m}$$

• **Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = 0.5 \times M_{0x} = 0.5 \times 16.27 = 8.135 \text{ tonf.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 \times M_{0y} = 0.5 \times 11.14 = 5.57 \text{ tonf.m}$$

c) Ferrailage :

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$;

➤ **Sections minimales :**

Sens de la petite portée (l_x) :

$$\omega_x = \frac{A_x}{bh} \geq \omega_0 \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right) \quad \text{Avec :} \quad \text{Pour HA FeE400 : } \omega_0 = 0.8\text{‰}$$

$$A_x \geq \omega_0 \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right) bh$$

$$A_x^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 30 \times \left(\frac{3 - 0.85}{2} \right) = 2.58 \text{ cm}^2$$

• **Sens de la grande portée (l_y) :**

$$\omega_y = \frac{A_y}{bh} \geq \omega_0 \Rightarrow A_y^{\min} \geq \omega_0 bh$$

$$A_y^{\min} \geq 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferrailage aux appuis :**

Sens x-x :

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bc}} \quad \text{et} \quad A_x^a = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b = \frac{8.135 \times 10^4}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.078 < 0.392 \quad \Rightarrow \beta = 0.959 \Rightarrow \Rightarrow \text{SSA}$$

$$A_x^a = \frac{8.135 \times 10^4}{0.959 \times 27 \times 348} = 9.03 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_x^a = 5HA16 = 10.05 \text{ cm}^2$

Avec un espacement de 20 cm < min {3 h ; 33 cm} $\Rightarrow \Rightarrow$ Condition vérifiée

Sens y-y :

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b d^2 f_{bc}} \quad A_y^a = \frac{M_y^a}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b = \frac{5.57 \times 10^4}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.053 < 0.392 \Rightarrow \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.9725$$

$$A_y^a = \frac{5.57 \times 10^4}{0.9725 \times 27 \times 348} = 6.09 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_y^a = 4HA14 = 6.16 \text{ cm}^2$

Avec un espacement de 25 cm < min {4 h ; 45 cm} $\Rightarrow \Rightarrow$ Vérifiée.

➤ **Ferraillage en travées :**

Sens x-x :

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b d^2 f_{bc}} \quad A_x^t = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b = \frac{12.2 \times 10^4}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.118 < 0.392 \Rightarrow \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.937$$

$$A_x^t = \frac{12.2 \times 10^4}{0.937 \times 27 \times 348} = 13.86 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_x^t = 5HA20 = 15.71 \text{ cm}^2$

Avec un espacement de 20 cm < min {3 h ; 33 cm} $\Rightarrow \Rightarrow$ Vérifiée.

Sens y-y :

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b d^2 f_{bc}} \quad A_y^t = \frac{M_y^t}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b = \frac{8.36 \times 10^4}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.080 < 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.958$$

$$A_y^t = \frac{8.36 \times 10^4}{0.958 \times 27 \times 348} = 9.287 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_y^t = 5HA16 = 10.05 \text{ cm}^2$

Avec un espacement de 20 cm < min {4 h ; 45 cm} $\Rightarrow$ Vérifiée.

Tableau récapitulatif :

Tableau IX.5 : Tableau récapitulatif des sections d'armatures de la dalle

Sens			M_u (tonf.m)	μ_b	μ_l	OBS	β	A_{cal}	A_{min}	$A_{adoptée}$	A_s	S_t
X-X	ELU	Appuis	8.135	0.078	0.392	SSA	0.959	9.03	2.58	5HA16	10.05	20
		Travée	12.2	0.118		SSA	0.937	13.86	2.58	5HA20	15.71	20
Y-Y	ELU	Appuis	5.57	0.053		SSA	0.9725	6.09	2.4	4HA14	6.16	25
		Travée	8.36	0.08		SSA	0.958	9.287	2.4	5HA16	10.05	20

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

Il faut vérifier que $A_s \geq A_{min}$

Tableau IX.6 : Vérification de la condition de non fragilité

Sens			$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	Observation
X-X	ELU	Appuis	10.05	2.58	Condition vérifiée
		Travée	15.71		Condition vérifiée
Y-Y	ELU	Appuis	6.16	2.4	Condition vérifiée
		Travée	10.05		Condition vérifiée

Vérification à l'ELS :

❖ **Evaluation des moments fléchissant M_x ; M_y :**

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0579 \times 19.1 \times (3.4)^2 = 12.78 \text{ tonf.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_x = 0.778 \times 12.78 = 9.94 \text{ tonf.m}$$

• **Moments en travées :**

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 0.75 \times 9.94 = 7.46 \text{ tonf.m} \quad M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 12.78 = 9.58 \text{ tonf.m}$$

• **Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = 0.5 \times M_{0x} = 0.5 \times 12.78 = 6.39 \text{ tonf.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 \times M_{0y} = 0.5 \times 7.46 = 3.73 \text{ tonf.m}$$

❖ **-Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} \rightarrow \beta \rightarrow K$$

$$\sigma_b = K \cdot \sigma_s$$

$$\sigma_s = \frac{Ms}{\beta d A_s}$$

• **aux appuis :**

$$\rho = \frac{100 \times 10.05}{100 \times 27} = 0.37 \rightarrow \beta_1 = 0.906 \rightarrow k_1 = 38.19 \Rightarrow k = 0.026$$

$$M_x = 6.39 \text{ tonf.m}$$

$$\sigma_s = \frac{6.39 \times 10^4}{0.906 \times 27 \times 10.05} = 259.92 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.026 \times 259.92 = 6.76 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **en travées :**

$$\rho = \frac{100 \times 15.71}{100 \times 27} = 0.58 \rightarrow \beta_1 = 0.887 \rightarrow k_1 = 29.25 \Rightarrow k = 0.034$$

$$M_x = 12.2 \text{ tonf.m}$$

$$\sigma_s = \frac{12.2 \times 10^4}{0.887 \times 27 \times 15.71} = 324.26 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.034 \times 324.26 = 11.02 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Remarque :

Pour faciliter les travaux de ferrailage, et pour des raisons économiques, il faut adopter un même ferrailage pour tous les panneaux.

IX.5.2. Ferrailage du débord:

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur

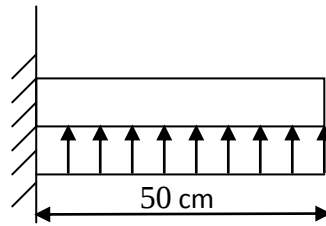


Figure IX.5 : Schéma statique du débord

1. Sollicitation de calcul :

❖ **A l'ELU :**

$$P_u = q_u \times 1m = 27.65 \text{ tonf / ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u \times l^2}{2} = \frac{-27.65 \times 0.5^2}{2} = -3.456 \text{ tonf.m}$$

❖ **A l'ELS :**

$$P_s = q_s \times 1m = 19.1 \text{ tonf / ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s \times l^2}{2} = \frac{-19.1 \times 0.5^2}{2} = -2.387 \text{ tonf.m}$$

2. Calcul des armatures :

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 27 \text{ cm}; \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}; \quad M_u = 3.456 \text{ tonf.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.46 \times 10^4}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.034 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\rightarrow \beta = 0.981$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{3.46 \times 10^4}{0.981 \times 27 \times 348} = 3.75 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_u = 3.75 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **4 HA12** = **4.52 cm²**. Avec un espacement de 25 cm.

3. Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 3.26 \text{ cm}^2 < A_u = 3.75 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{On adopte } \mathbf{4 \text{ HA10}} = \mathbf{3.14 \text{ cm}^2}.$$

4. Vérification à l'ELS :

• Vérification des contraintes dans le béton :

$$\rho = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 27} = 0.168 \rightarrow \beta_1 = 0.933 \rightarrow k_1 = 59.63 \Rightarrow k = 0.0167$$

$$M_x = 2.387 \text{ tonf. m}$$

$$\sigma_s = \frac{2.387 \times 10^4}{0.933 \times 27 \times 4.52} = 209.64 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.0167 \times 209.64 = 3.5 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

IX.5.3. Ferrailage des nervures :

1) Détermination des efforts :

Pour le calcul des efforts internes, on utilisera le logiciel « ETABS », les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ Sens longitudinal (x-x):

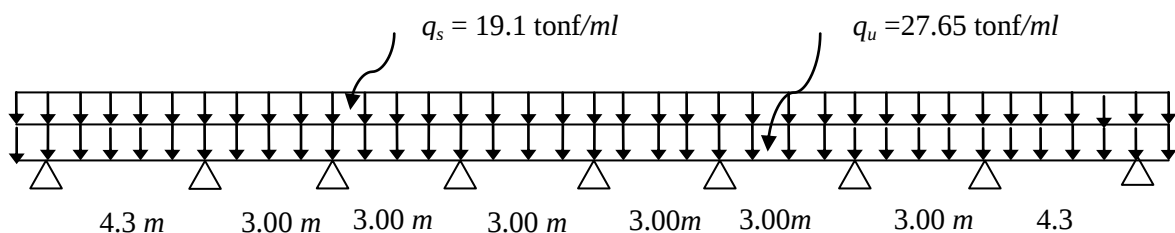


Figure IX.6 : Schéma statique de la nervure (sens longitudinal)

Moments aux appuis :

Tableau IX.8 : Moments aux appuis dans la nervure (sens longitudinal)

Aux appuis	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆	M ₇	M ₈	M ₉
ELU	3.37	43.86	14.97	21.45	19.71	21.45	14.97	14.86	3.37
ELS	2.3	29.95	10.22	14.65	13.46	14.65	10.22	29.95	2.3

Moments en travées :

Tableau IX.9 : Moments en travées dans la nervure (sens longitudinal)

En travées	M ₍₁₋₂₎	M ₍₂₋₃₎	M ₍₃₋₄₎	M ₍₄₋₅₎	M ₍₅₋₆₎	M ₍₆₋₇₎	M ₍₇₋₈₎	M ₍₈₋₉₎
ELU	40.21	2.37	12.13	9.96	9.96	12.13	2.37	40.21
ELS	27.46	1.62	8.28	6.67	6.67	8.28	1.62	27.46

2) Calcul des armatures dans le sens longitudinal :

❖ **Armatures longitudinales :**

Le ferrailage se fera avec les moments max, aux appuis et en travées.

• **En travées :**

b = 45 cm ; d = 87 cm ; f_{bc} = 14.2 MPa ; σ_s = 348 MPa ; M_u = 40.21 tonf.m.

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{40.21 \times 10^4}{45 \times 87^2 \times 14.2} = 0.083 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.083 \Rightarrow \beta = 0.9565$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$A_t = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{40.21 \times 10^4}{0.9565 \times 87 \times 348} = 13.88 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 13.88 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4HA16 + 2HA14 = 14.20 \text{ cm}^2$.

• **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{43.86 \times 10^4}{45 \times 87^2 \times 14.2} = 0.09 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.09 \rightarrow \beta = 0.953$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{43.86 \times 10^4}{0.953 \times 87 \times 348} = 15.2 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 8HA16 = 16.08 \text{ cm}^2$.

❖ **Armatures transversales :**

Espacement des barres :

➤ **Diamètre des barres :**

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = 6.67 \text{ mm}$$

Soit : $\Phi = 8 \text{ mm}$.

➤ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\varphi_l \right\} = \min \{ 22.5; 24 \} = 22.5 \text{ cm}$$

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

➤ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{4} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

Armatures transversales minimales :

$$A_{\min} = 0.003 S_t b = 2.02 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (2 cadres).

❖ **Vérification à l'ELU :**

a. **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} = 4.73 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 16.08 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.73 \text{ cm}^2. \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t = 14.20 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.73 \text{ cm}^2. \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa.}$$

Avec : $T_{u \max} = 62.16 \text{ tonf}$ (effort tranchant maximal).

$$\tau_u = \frac{62.16 \times 10^4}{450 \times 870} = 1.587 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.587 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification à l'ELS :

❖ **Contraintes dans le béton :**

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 16.08}{45 \times 87} = 0.41 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \beta_1 = 0.902 \\ k_1 = 36.02 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{s \max}^a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{29.96 \times 10^4}{0.902 \times 87 \times 16.08} = 237.42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{237.42}{36.02} = 6.59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 6.59 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3) Calcul des armatures dans le sens transversal :

➤ **Sens transversal (y-y):**

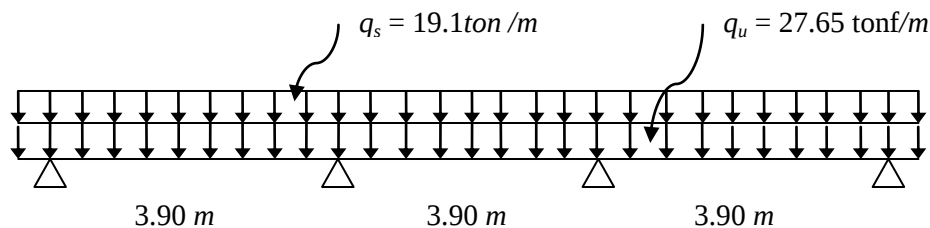


Figure IX.7 : Schéma statique de la nervure (sens transversal)

Moments aux appuis :

Tableau IX.10 : Moments aux appuis dans la nervure (sens longitudinal).

Aux appuis	M _A	M _B	M _C	M _D
ELU	3.83	39.39	39.39	3.83
ELS	2.26	26.75	26.75	2.26

Moments en travées :

Tableau IX.11 : Moments en travée dans la nervure (sens longitudinal)

En travées	M _(A-B)	M _(B-C)	M _(C-D)
ELU	30.63	11.26	30.63
ELS	20.8	7.65	20.8

4) Calcul des armatures dans le sens transversal :

❖ **Armatures longitudinales :**

Le ferrailage se fera avec les moments max, aux appuis et en travées.

b = 45 cm ; d = 87 cm ; f_{bc} = 14.2 MPa ; σ_s = 348 MPa

• **Aux appuis :**

$$M_u = 39.39 \text{ tonf.m.}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{39.39 \times 10^4}{45 \times 87^2 \times 14.2} = 0.082 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.082 \rightarrow \beta = 0.957$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{39.39 \times 10^4}{0.957 \times 87 \times 348} = 13.59 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 13.59 \text{ cm}^2$$

Soit : A_t = 4HA16+4HA14 = 14.20 cm².

• **En travées :**

$$M_u = 30.63 \text{ tonf.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{30.63 \times 10^4}{45 \times 87^2 \times 14.2} = 0.064 < 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A.}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.064 \rightarrow \beta = 0.967$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{30.63 \times 10^4}{0.967 \times 87 \times 348} = 10.46 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_a = 4\text{HA}14 + 4\text{HA}12 = 10.68 \text{ cm}^2.$$

❖ **Armatures transversales :**

Espacement des barres :

➤ **Diamètre des barres :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = 6.67 \text{ mm}$$

$$\text{Soit : } \Phi = 8 \text{ mm.}$$

➤ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} = \min \{ 22.5; 24 \} = 22.5 \text{ cm}$$

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

➤ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{90}{4} = 22.5 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

Armatures transversales minimales :

$$A_{\min} = 0.003 S_t b = 2.02 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 2 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ (2 cadres).}$$

Vérification à l'ELU :

c. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 4.73 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 14.20 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.73 \text{ cm}^2. \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t = 10.68 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.73 \text{ cm}^2. \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

d. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} = 2.5MPa.$$

Avec : $T_{u \max} = 82.61$ tonf (effort tranchant maximal).

$$\tau_u = \frac{82.61 \times 10^4}{450 \times 870} = 2.11MPa$$

$$\tau_u = 2.11MPa < \bar{\tau}_u = 2.5MPa \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification à l'ELS :

• Contraintes dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15MPa$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 14.20}{45 \times 87} = 0.36 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \beta_1 = 0.907 \\ k_1 = 38.76 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{s \max}^a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{20.8 \times 10^4}{0.907 \times 87 \times 14.2} = 185.63MPa$$

$$\sigma_b = \frac{185.63}{38.76} = 4.79MPa$$

$$\sigma_b = 4.79MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Le ferrailage des nervures est résumé dans le tableau suivant :

Tableau IX.12: Tableau récapitulatif du ferrailage des nervures.

Sens		$M_u(\text{tonf.m})$	Obser	$A_{\min}$	A_s	$A_{\text{adoptée}}$	Choix
X-X	Appuis	43.86	SSA	4.73	15.2	16.08	8HA16
	Travée	40.21	SSA	4.73	13.88	14.20	4HA16+4HA14
Y-Y	Appuis	39.39	SSA	4.73	13.59	14.20	4HA16+4HA14
	Travée	30.63	SSA	4.73	10.46	10.68	4HA14+4HA12

IX. 9 Calcul du voile périphérique de soutènement :

IX.9.1 Introduction :

Afin de relier l'infrastructure à la superstructure et réaliser l'encastrement de la structure dans le sol, on prévoit un voile périphérique qui ceinture la structure et retient la totalité des poussées de terre. Le voile forme un caisson rigide capable de remplir avec les fondations les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations.

IX.9.2 Pré-dimensionnement du voile périphérique :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99 (Article.10.12) pour le voile périphérique est de 15 cm, on opte pour une épaisseur de 20 cm.

1. Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont σ_H et σ_V tel que : $\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$

Avec :

K_0 : Coefficient des poussées de terre au repos $\left(K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} \right)$

σ_H : Contraintes horizontales.

σ_V : Contrainte verticales.

φ : Angle de frottement interne.

Surcharge éventuelles $q = 1 \text{ t/ml}$

2. Données de calcul :

Poids volumique des terres $\gamma = 1,7 \text{ t/m}^3$.

Angle de frottement interne $\varphi = 35^\circ$.

Cohésion $c = 0$.

3. Calcul des sollicitations :

$$K_0 = \frac{1 - \sin 35}{\cos 35} = 0,52 \text{ (pour le sable)}$$

$$\sigma_V = q + \gamma \cdot h \quad \text{avec: } 0 < h < H$$

- A l'ELU

$$\sigma_H = K_0 \cdot (1,5 \cdot q + 1,35 \cdot \gamma \cdot h).$$

$$h = 0 \Rightarrow \sigma_H = 0,78 \text{ t/m}^2$$

$$h = 3,00 \text{ m} \Rightarrow \sigma_H = 4,36 \text{ t/m}^2$$

- A l'ELS

$$\sigma_H = K_0 \cdot (q + \gamma \cdot h).$$

$$h = 0 \Rightarrow \sigma_H = 0,52 \text{ t/m}^2$$

$$h = 3,00 \text{ m} \Rightarrow \sigma_H = 3,17 \text{ t/m}^2$$

❖ Diagramme des contraintes :

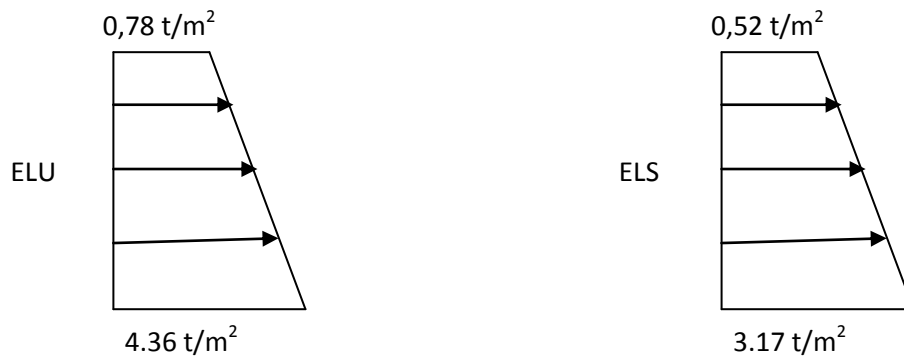


Figure IX.7 : Diagramme des contraintes

4. Charge moyenne :

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bonde de 1 mètre est :

- A l'ELU

$$q_u = \frac{(3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}) \times 1}{4} = \frac{(3 \times 4,17 + 0,78) \times 1}{4} = 3,32 \text{ t/ml}$$

- A l'ELS

$$q_s = \frac{(3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}) \times 1}{4} = \frac{(3 \times 3,17 + 0,52) \times 1}{4} = 2,51 \text{ t/ml}$$

IX.9.3 Ferrailage du voile périphérique :

1. Méthode de calcul :

Le voile périphérique de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées de 4 cotés au niveau des nervures, des poteaux, ainsi qu'au niveau des longrines.

2. Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- Moment en travée 0,85.
- Moment d'encastrement sur les grands coté :
 - 0,3 (appuis de rive).
 - 0,5 (autres appuis).

3. Identification des panneaux :

$$l_x = 3.00 \text{ m} \quad l_y = 3.00 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.00}{4.00} = 0.75 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.75 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0622 \\ \mu_y = 0.509 \end{cases}$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0.0622 \times 3.32 \times 3^2 = 1.86 \text{ t.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.509 \times 1.86 = 0.946 \text{ t.m}$$

4. Correction des moments :

Sens x-x

$$\text{Aux appuis: } M_a = 0,3 \cdot M_{ox} = 0.3 \times 1.86 = 0.558 \text{ t.m}$$

$$\text{En travée: } M_t = 0,85 \cdot M_{ox} = 0.85 \times 1.86 = 1.58 \text{ t.m}$$

Sens y-y

$$\text{Aux appuis: } M_a = 0,3 \cdot M_{oy} = 0.3 \times 0.946 = 0.284 \text{ t.m}$$

$$\text{En travée: } M_t = 0,85 \cdot M_{oy} = 0.85 \times 0.946 = 0.804 \text{ t.m}$$

5. Ferrailage du mur :

Tableau IX.3 : Ferrailage du voile périphérique

Sens	Zone	Mu (t. m)	μ	β	A (cm ² /ml)	Amin (cm ²)	Adoptée	St (cm)
X-X	Appuis	0.558	0.014	0.993	0.95	2.05	5HA10	20

	Travée	1.58	0.038	0.981	2.72	2.05	5HA10	20
Y-Y	Appuis	0.284	0.007	0.9965	0.48	2.05	5HA10	20
	Travée	0.804	0.02	0.99	1.37	2.05	5HA10	20

6. Recommandations du RPA 99 :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 %B dans les deux sens (horizontal et vertical).

$$A \geq 0,001 \cdot b \cdot h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Les deux nappes sont reliées par 4 épingles par m² de HA 8.

IX.9.4 Vérification à l'ELS :

❖ Vérification des contraintes dans le béton :

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} \rightarrow \beta \rightarrow K$$

$$\sigma_b = K \cdot \sigma_s \quad \text{Avec} \quad \sigma_s = \frac{Ms}{\beta d A_s}$$

• aux appuis :

$$\rho = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 17} = 0.231 \rightarrow \beta_1 = 0.923 \rightarrow k_1 = 49.93 \Rightarrow k = 0.02$$

$$M_x = 0.42 \text{ tonf. m}$$

$$\sigma_s = \frac{0.42 \times 10^4}{0.923 \times 17 \times 3.93} = 68.11 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.02 \times 68.11 = 1.36 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• en travées :

$$\rho = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 17} = 0.231 \rightarrow \beta_1 = 0.923 \rightarrow k_1 = 49.93 \Rightarrow k = 0.02$$

$$M_x = 1.19 \text{ tonf.m}$$

$$\sigma_s = \frac{1.19 \times 10^4}{0.923 \times 17 \times 3.93} = 192.97 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = k\sigma_s = 0.02 \times 192.97 = 3.86 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition verifiee}$$

CONCLUSION

Au terme de cette étude dans laquelle nous avons mis mettre en œuvre nos connaissances en génie civil pour les appliquer à une structure précise, en l'occurrence un bâtiment, nous avons pour la première fois accompli un travail complet en prenant en compte tous les éléments qui interviennent dans la réalisation d'un projet.

En particulier, nous avons pu mesurer combien le calcul scientifique si important dans nos études ne saurait être le seul à prendre en compte dans un ouvrage qui est une partie constitutive du marché économique régi par des lois dont le respect est impératif. L'optimisation des structures au niveau purement mécanique, aussi élégante soit-elle, cède le pas devant le législatif. Nous avons pu voir comment la recherche du moindre coût conduisait à adopter des structures qui n'étaient pas conformes à la réglementation en vigueur.

Le recours au logiciel de calcul ETABS ne saurait être mécanique. Il convient de vérifier point par point que les modifications apportées pour rendre conforme à la loi le projet n'altère en rien la validité des calculs. Pour cela, il est nécessaire de bien comprendre le comportement des structures vis-à-vis des sollicitations extérieures et des efforts internes. Ce travail nous a contraints à une recherche documentaire importante en élargissant notre champ d'investigation.

Puisse ce travail constituer un apport positif, aussi modeste soit-il, et un support utile aux promotions à venir.

BIBLIOGRAPHIE

- Règlements Parasismiques Algériennes RPA99/version 2003 (DTR-BC2.48)
- Règles de conception et de calcul des structure en béton armé CBA 93 (DTR-BC 2.41).
- Charges permanente et charges d'exploitation DTR-BC2.2
- Règles technique de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites BAEL 91 modifiée 99.
- Cours des années précédentes.
- Formulaire du béton arme de Victor DAVIDOVICI.
- Logiciel d'analyse des structures ROBOT 2014.
- Logiciel de dessin AUTO CAD 2016.
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- Anciens thèses de fin d'études.
- Internet.

