

REPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère De L'Enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique
Université Mouloud Mammeri De Tizi-Ouzou
Faculté De Génie De La Construction
Département De Génie Civil

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

En vue de l'obtention du diplôme de Master 2 en Génie Civil
OPTION: Construction civile et industrielle



THÈME

Étude d'un bâtiment en (R+8+sous-sols+charpente en bois) à usage d'habitation, commercial et de service, contreventée par voiles et portiques avec l'application de ETABS

Réalisé par:

M^{elle} Ait Youcef Karima

Dirigé par :

Mr: H. AIT AIDER



2011/2012



REMERCIEMENTS

En préambule à ce mémoire, je souhaite adresser mes remerciements les plus sincères aux personnes qui m'ont apporté leur aide et qui ont contribué à l'élaboration de ce mémoire ainsi qu'à la réussite de cette inoubliable année universitaire.

Je tiens à présenter mes profonds remerciements à Mr : H.AIT AIDER ainsi qu'à Mr : M.MEGHLAT qui ont dirigé ce mémoire, pour leurs aides et leurs disponibilités en plus de leurs responsabilités pour l'élaboration de ce mémoire.

Une profonde gratitude pour Mr : A. IDDIR et L.SACI pour m'avoir fait confiance malgré les connaissances plutôt légères que j'avais au tout début dans le domaine. Merci pour votre patience admirative et votre disponibilité et en me faisant l'honneur de me déléguer des responsabilités auxquelles j'espère avoir été à la hauteur.

Une dédicace spéciale s'adresse à mes chers parents et à ma famille pour leur contribution, soutien et sacrifices tout au long des années d'études pour arriver au terme de ce travail.

Je ne sais comment remercier mon cher YUCEF.A pour son soutien et ses encouragements. Ta présence m'a été d'un aide considérable. Merci à toi.

Pour leurs encouragements et leurs aides, j'adresse mes plus sincères remerciements à tous mes proches et amis, notamment SAMIA, SABRINA et djouhar qui m'ont toujours soutenue et permis de finir ce mémoire dans de bonnes conditions.

Je remercie particulièrement tous les membres du jury pour avoir accepté de juger mon travail.

Je remercie tous les enseignants, ainsi que le personnel de la bibliothèque du département de génie civil.

M^{lle} KARIMA. AITYOUCF

SOMMAIRE

INTRODUCTION

CHAPITRE I : Présentation De L'ouvrage

Présentation de l'ouvrage.....	1
Caractéristiques Mécaniques Des Matériaux.....	3

CHAPITRE II : Pré Dimensionnement Des Eléments

Les Planches.....	10
Les Poutres.....	12
Les Voiles.....	13
Les Poteaux.....	14

CHAPITRE III : Calcul Des Eléments

L'acrotère.....	27
Les Planchers.....	35
Les Balcons.....	51
La Salle Machine.....	63
Les Escaliers Et La Poutre Palière.....	71
La Charpente.....	106

CHAPITRE IV : Modélisation De La Structure Et Vérification

Des Exigences Du R.P.A.....114

CHAPITRE V : Détermination Des Efforts Et Ferrailage De La Structure

Poteaux.....	132
Poutres.....	153
Voiles.....	177

CHAPITRE VI : Etude De L'infrastructure.....188

CHAPITRE VII : Plans D'exécution

CONCLUSION

Introduction générale

Parmi les catastrophes naturelles affectant la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs. En effet, les tremblements de terres ont souvent été meurtriers, les sources historiques et l'actualité en témoignent. La possibilité de s'attendre à une telle catastrophe pourrait bien nous éviter les pertes de vies humaines, mais il est malheureusement certain que l'action sismique continuera à surprendre l'homme car elle est inévitable. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude, c'est que plus nous nous éloignons du dernier séisme, plus nous sommes proche du suivant.

Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule solution valable et efficace reste la construction parasismique pour les bâtiments neufs et le confortement préventif concernant les constructions existantes. Cela signifie construire de manière telle que les bâtiments même endommagés ne s'effondrent pas.

Pour cela, nous disposons de connaissances scientifiques, techniques et de mise en œuvre qui permettent, quelle que soit la région de construction parasismique, de limiter les conséquences d'un séisme.

Dans notre pays, nous utilisons, en plus des autres règlements, le règlement parasismique Algérien 99 révisé en 2003 comme règlement parasismique.

Afin de mettre en pratique toutes les connaissances acquises lors de notre formation, nous allons étudier un bâtiment en (s/sol, RDC+8 étages avec charpente en bois) à usages multiples, contreventé par voiles et portiques en béton armé.

Pour cela nos calculs seront conformes aux règles parasismique Algériennes (RPA 99 modifiées 2003) et les règles de conception et du calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL99) afin d'assurer au mieux la stabilité de la bâtisse ainsi que la sécurité des usagers.

En plus du calcul statique qui fera l'objet des trois (03) premier chapitres, la structure sera soumise à des actions sismiques par l'introduction du spectre de calcul du RPA2003. La réponse à cette simulation sera évaluée par le logiciel de calcul ETABS version 9.7.0.



CHAPITRE I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I- INTRODUCTION :

Nous commençons l'étude de ce projet par une présentation de tous ses éléments constitutifs ainsi que les principaux matériaux utilisés.

I -1 Présentation De L'ouvrage :

Notre projet consiste à l'étude d'un bâtiment en en (S/SOL+RDC+8 étages) à usage d'habitation, commerciale et service. Il sera implanté dans la wilaya de TIZI OUZOU ; classée selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/ Version2003) comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).

La structure est composée:

- D'un sous sol à usage commercial ;
- D'un RDC partie commerce ;
- D'un RDC partie service ;
- De sept étages à usage d'habitation ;
- D'un étage attique à usage d'habitation ;
- D'une charpente de bois ;
- D'une cage d'escalier ;
- D'une cage d'ascenseur.

Nos calculs respecterons les règlements en vigueur ; à savoir :

- RPA99/version 2003 ;
- BAEL91 ;
- CBA93.

I -1- 1 Caractéristique géométrique de l'ouvrage :

La structure est en ossature mixte (poteaux-poutres) avec des voiles de contreventement, elle a pour dimension :

- Longueur totale 21.80 m
- Largeur totale..... 16.20m
- Hauteur totale..... 33.26 m
- Hauteur du S/SOL..... 3.50 m
- Hauteur du RDC partie commerce..... 4.50 m
- Hauteur du RDC partie service..... 3.00 m
- Hauteur de l'étage courant..... 3.06 m
- Hauteur de l'acrotère..... 0.80 m

I -1- 2 Éléments constitutifs de l'ouvrage :

- ❖ **Ossature** : le bâtiment est en ossature mixte, composé de portique (poteaux-poutres) et un ensemble de voiles disposés dans les deux sens formant ainsi un système de contreventement rigide assurant la stabilité de l'ouvrage.
- ❖ **Planchers** : ce sont des éléments de structure horizontale, ils limitent les étages et ont pour fonctions principales :
 - ◆ La résistance mécanique : supposé être infiniment rigide dans le plan horizontal ; les planchers supporte leurs poids propre ainsi que les surcharges du niveau ;
 - ◆ L'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux ;
 - ◆ Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité ;
 - ◆ Protéger contre les incendies ;
 - ◆ Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.

Les planchers seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur les poutrelles préfabriquées qui assurent la transmission des charges aux poutres.

- ❖ **Balcons** : ce sont des airs consolidés au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés en dalle pleine.
- ❖ **Escaliers** : c'est une succession de gradins permettant le passage à pied d'un étage à l'autre d'un bâtiment.
Les escaliers seront de type balancés et seront en béton armé coulé sur place.
- ❖ **Cage d'ascenseur** : notre bâtiment sera muni d'une cage d'ascenseur réalisé en béton armé coulé sur place.
- ❖ **Maçonnerie** :
 - ◆ Murs extérieurs : réalisés en double cloisons de brique creuse de 10 cm d'épaisseur séparées par une lame d'air de 5 cm.
 - ◆ Murs de séparation intérieurs : réalisés en simple cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
- ❖ **Revêtements** : seront réalisés en
 - ◆ Mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs de façade extérieurs ;
 - ◆ Enduit en plâtre de 2 cm d'épaisseur pour les cloison intérieur et plafonds ;
 - ◆ Carrelage pour les planchers et escaliers ;
 - ◆ Céramique pour les cuisines et salles d'eaux.

Remarque : On opte pour un coffrage métallique pour les voiles pour réduire les opérations manuelles et le temps d'exécution.

Quand aux portiques, on opte pour un coffrage classique en bois.

- ❖ **Toiture :** Elle est une charpente en bois constituée de pannes, de cheverons, de liteaux et de tuiles.

I-1-3 Etude géotechnique du sol : Les essais réalisés par le laboratoire géotechnique ont évalué :

- Contrainte admissible de $\sigma_{sol} = 2 \text{ MPA}$
- Type du sol :sole ferme

I-2 CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIEUX :

I-2-1- Le béton : Le béton est un mélange optimal de :

- liant (ciments artificiels)
- granulats (sables, gravillons, graviers...)
- eau de gâchage.
- éventuellement des adjuvants (entraîneur d'air, plastifiant, hydrofuge,...)

Il sera dosé à 350 Kg/M^3 de ciment portland artificiel (CPA).

Le béton présente des résistances a la compression assez élevées ; de l'ordre de 25 à 40MPa mais faible a la traction ; de l'ordre 1/10 de sa résistance en compression.de plus, le béton de ciment à un comportement fragile.

Le béton est défini du point de vu mécanique par sa :

❖ **résistance caractéristique à la compression**

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge noté f_{c28} .

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton, pour $j \leq 28$ jours, elle est calculée comme suit :

$$f_{cj} = \left(\frac{j}{4.76 + 0.83 \times j} \right) \times f_{c28} \quad \text{pour } \rightarrow f_{c28} \leq 40 \text{ MPa,} \\ f_{cj} = \left(\frac{j}{1.40 + 0.95 \times j} \right) \times f_{c28} \quad \text{pour } \rightarrow f_{c28} > 40 \text{ MPa.} \quad \rightarrow \text{(BAEL91/A.2.1,11).}$$

Dans les calculs de notre ouvrage, nous adopterons une valeur de $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

❖ **la résistance caractéristique a la traction :**

La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours ; noté f_{tj} ; est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \rightarrow \text{(BAEL91/A.2.1,12)}.$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ \longrightarrow $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$.

❖ **Module de déformation longitudinal du béton :**

▪ **Module de déformation longitudinal instantanée du béton :**

Il est utilisé pour les calculs sous chargement vertical de durée inférieure à 24 heures.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{(ART A. 2.1.21, BAEL 91)}.$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; on a $E_{i28} = 32164.2 \text{ MPa}$

▪ **Module de déformation longitudinal différé du béton :**

Il est utilisé pour les chargements de longue durée, on utilise le module différé qui prend en compte les déformations du fluage du béton.

Le module de Young du béton dépend de sa résistance caractéristique à la compression, nous prenons un module égal à :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [MPa]}.$$

Pour notre cas, $f_{c28} = 25 \text{ [MPa]}$ $E_{v28} = 10819 \text{ [MPa]}$.

❖ **Module de déformation transversale :** Noté G , il caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant. Il est donné par la relation suivante :

$$G = E / 2 (1 + \nu) \text{ MPa}$$

Avec : E : module de Young

ν : coefficient de poisson $\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L)$

$\Delta d / d$: déformation relative transversale

$\Delta L / L$: déformation relative longitudinale

❖ **coefficient de poisson :** c'est le rapport entre la déformation relative transversale et longitudinale : $\nu = \frac{\Delta d / d}{\Delta l / l}$

il est pris égal à :

$\nu = 0$ à l'ELU, pour le calcul des sollicitations. **(ART A. 2.1. 3, BAEL 91).**

$\nu = 0.2$ à l'ELS, pour le calcul des déformations. **(ART A. 2.1. 3, BAEL 91).**

❖ **fluage du béton** : c'est le phénomène de déformation dans le temps sous une charge fixe constamment appliquée. cette déformation différée est égale au double de la déformation instantanée. le fluage varie surtout avec la contrainte moyenne permanente imposée au matériau.

❖ **phénomène du retrait** : c'est la diminution de longueur d'un élément de béton, il est dû notamment :

- au retrait avant prise : c'est une évaporation d'une partie de l'eau que contient le béton ;
- retrait thermique : dû au retour de béton à la température ambiante après dissipation de la chaleur de la prise de prise du béton ;
- retrait hydraulique : dû à une diminution de volume résultant de l'hydratation et du durcissement de la pâte de ciment.

❖ **dilatation thermique** : le coefficient de dilatation thermique du béton est évalué à 1×10^{-5} , pour une variation de $\pm 20^{\circ}\text{C}$ on obtient $\Delta L = \pm 2\text{‰} \times L$.

Une variation de température peut entraîner des contraintes internes de traction qui engendrent une dilatation.

Pour éviter des dommages structuraux dus à ce phénomène, on place régulièrement aux éléments ou bâtiments de grandes dimensions des joints de dilatation espacés de 25 à 50 m selon la région.

❖ **Etat limite de contrainte de béton** :

Tous les calculs qui vont suivre au cours de cette étude seront basés sur la théorie des états limites. Un état limite est un état au-delà duquel une structure ou un de ses éléments constitutifs cesseront de remplir les fonctions pour lesquelles ils sont conçus. On les a donc classés en état limite ultime (ELU) et état limite de service (ELS).

- **les états limites ultimes (E.L.U)** : sont associés à l'effondrement de la bâtisse. Cet état de ruine de la structure peut mettre en danger la sécurité de la population.

La valeur de calcul de la résistance à la compression du béton est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

γ_b : Coefficient de sécurité $\gamma_b = 1.5 \mapsto$ situation courante,
 $\gamma_b = 1.15 \mapsto$ situation accidentelle.

θ : Coefficient de durée d'application des actions considérées

$\theta=1$: si la durée d'application est >24 h,

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

$\theta=0.85$: si la durée d'application est < 1 h,

- Pour $\gamma_b = 1.5$ et $\theta=1$, on aura $f_{bu} = 14.2$ [MPa]
- Pour $\gamma_b = 1.15$ et $\theta=1$, on aura $f_{bu} = 18.48$ [MPa]

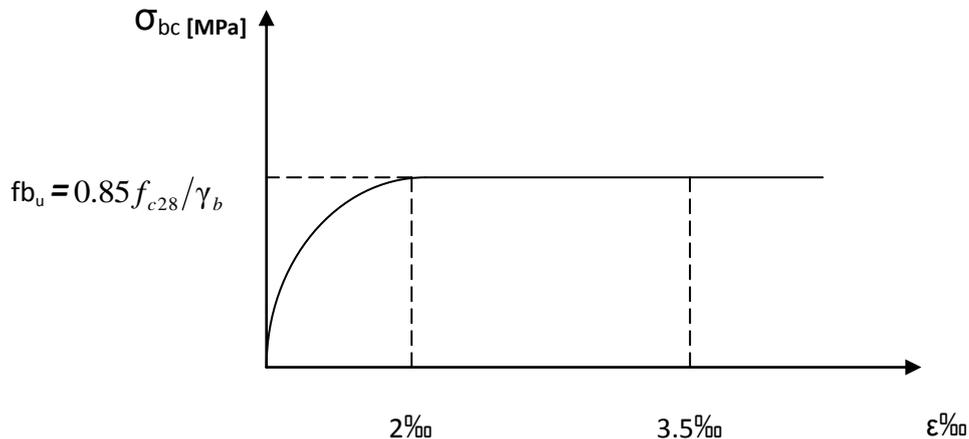


Figure I-1- diagramme des contraintes-déformation à l'ELU

b- **les états limites de services (E.L.S)** : ils correspondent aux états au-delà desquels les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration ne sont plus satisfaites.

La contrainte admissible du béton à la compression est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \text{ MPa} \quad \text{Art (A.4.5, 2 BAEL 91)}$$

Pour $f_{c28}=25\text{MPa} \rightarrow \sigma_b = 15\text{MPa}$ à l'ELS.

- la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

- la masse volumique du béton est égale à 25KN/m³

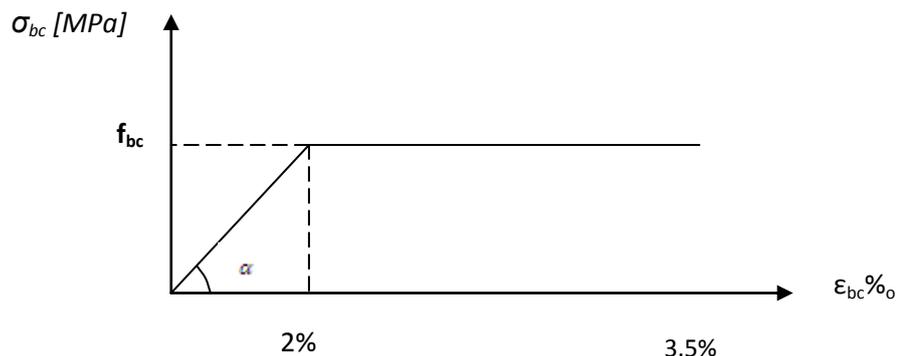


Figure I-2- diagramme des contraintes-déformation à l'ELS

I-2-2- Acier : l'acier est un matériau qui présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des structures faiblement élancées) , de l'ordre de 500 MPa .

Les aciers sont souvent associés au béton pour reprendre les efforts de tractions auxquels ce dernier ne résiste pas. Ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surfaces extérieures savoir :

- Barres lisses.
- Barres à haute adhérence (HA).
- Treillis soudé.

Dans le présent ouvrage, nous auront à utiliser les deux types d'armatures :

Aciers à haute adhérence [**feE400**].....**fe = 400 MPa**,

Treillis soudés [**TL 520**]..... **fe = 520 MPa**.

- fe : limite d'élasticité de l'acier.

On définit les aciers par:

❖ **Module d'élasticité longitudinale** : à l'ELS, on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique. tous les types d'aciers ont le même comportement élastique, donc le même module de Young :

Es= 2. 10⁵ MPa.

Art (A.2.2,1 BAEL 91).

La déformation à la limite élastique est voisine de 2% et cela en fonction de la limite d'élasticité.

❖ **Contrainte limite ultime des aciers** : elle est définie par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- $\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'élasticité de l'acier
- f_e : Limite d'élasticité garantie.
- γ_s : coefficient de sécurité

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ pour les situations durables.} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour les situations accidentelles.} \end{array} \right.$$

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ Mpa}$
$f_e = 520 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 452 \text{ Mpa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 500 \text{ Mpa}$

❖ **contrainte ultime de service des aciers** : afin de limiter l'apparition des fissures dans le béton et donc, d'éviter la corrosion des armatures, on doit limiter les contraintes dans les aciers.

On distingue trois (03) cas de fissurations :

- **fissuration peu nuisible** : dans ce cas l'élément se trouve dans les locaux couverts, il n'est soumis à aucune condensation Il n'est pas nécessaire de limiter les contraintes dans les aciers.

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e$$

Art. (A.4.5, 32 BAEL91).

- **fissuration préjudiciable** : lorsque les éléments en cause sont soumis à des condensations et exposés aux intempéries, la contrainte admissible de la traction dans les aciers est égale à :

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

Art. (A.4.5, 33 BAEL91).

- **fissuration très préjudiciable** : cas des éléments exposés à un milieu agressif (eau de mer).

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta} \cdot f_{tj} \right.$$

Art. (A.4.5, 34 BAEL91).

Avec:

f_{tj} : résistance caractéristique du béton a la traction

η : Coefficient de fissuration

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \text{ pour les ronds lisses} \\ \eta = 1,6 \text{ pour les HA } (\varphi \geq 6mm) \\ \eta = 1,6 \text{ pour les HA } (\varphi < 6mm) \end{array} \right.$$

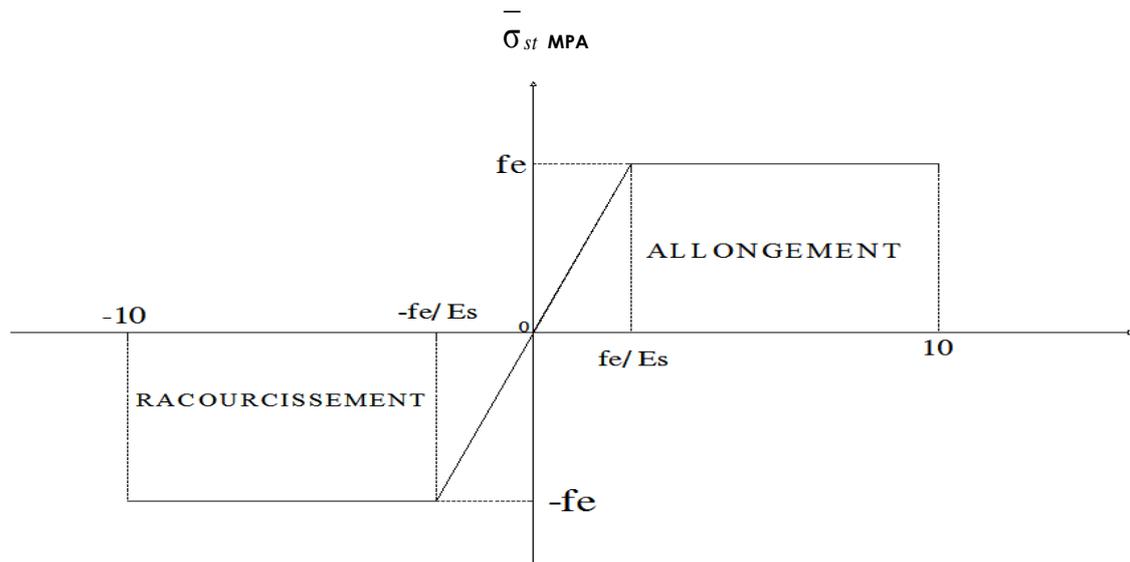


Figure I-2- Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à l'E.L.S

❖ Protection Des Armatures (Art A.4.5, 34BAEL91) :

Afin d'éviter des problèmes de corrosion des aciers ; il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitations de l'ouvrage

On doit donc respecter les prescriptions suivantes :

- **C = 5 cm** pour des ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux tout autre atmosphères très agressives tel les industries chimique ;
- **C = 3cm** pour des parois soumises à des actions agressives ; des intempéries ou à des condensations ;
- **C = 1cm** pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.



CHAPITRE II

PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

INTRODUCTION :

En respectant les recommandations en vigueur et à l'aide des règles de conception et de calcul des constructions, nous allons pouvoir pré dimensionner tous les éléments constitutifs de notre bâtisse, à savoir : les planchers, les dalles ; les poteaux et les poutres.

II. 1- PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :**II. 1-1 plancher en corps creux :**

le plancher est constitué de corps creux s'appuyant sur des poutrelles préfabriqués disposées suivant la petite portée, le tout complété par une dalle de compression armé d'un treillis soudé d'épaisseur de 4 à 5cm.

Afin de limiter la flèche, l'épaisseur minimum du plancher doit satisfaire la condition suivante :

$$Ht \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad (\text{Art B 6-8-423/BAEL91 modifié 99}).$$

Avec L : la plus grande portée dans le sens des poutrelles entre nus des appuis.

Ht : hauteur total des planchers.

Dans notre cas : $L_{\max} = 400 - 30 = 370$ cm

$$ht = \frac{370}{22.5} = 16.44 \text{ cm}$$

On opte pour un plancher d'épaisseur : $h_t = \underline{(16+4)} \text{ cm}$

- Epaisseur du corps creux = 16cm
- Epaisseur de la dalle de compression = 4cm

Ce dimensionnement reste valable pour le reste des planchers ;

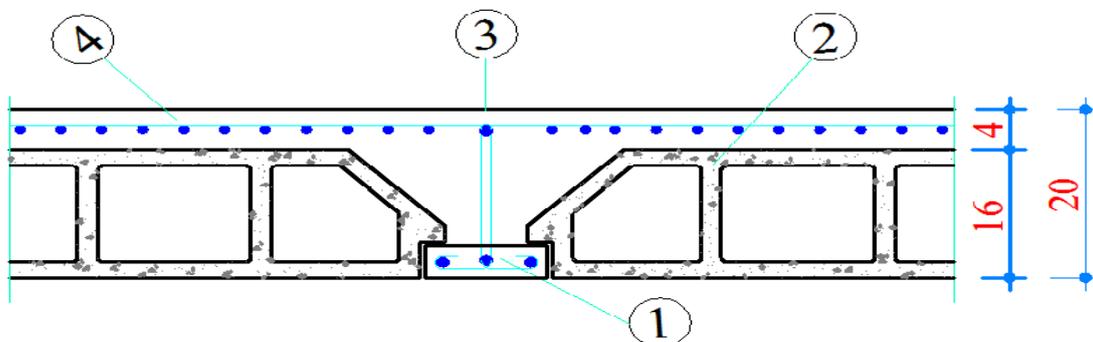


Figure II-1: Coupe transversale du plancher

① - Poutrelle

③ - Treillis soudé

② - Corps creux

④ - Dalle de compression

II. 1.2 DALLES :

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est moins importante comparé aux autres dimensions. Leurs épaisseurs est déterminés selon leurs portés ainsi que les conditions suivantes :

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

II-1-2-1-Condition de résistance à la flexion : L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule :

$$e \geq L_0 / 10$$

L_0 : portée libre, e : épaisseur de la dalle.

$$L_0 = 1.35 \text{ m}$$

$$e \geq 1.35/10 = 0.135\text{m} = 15 \text{ cm}$$

On adoptera une épaisseur de 15 cm.

II-1-2-2--Résistance au feu : Pour deux heures d'exposition au feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à **11cm**.

II-1-2-3-Isolation acoustique : D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

$$L = 13,3 \log (10M) \quad \text{si } M < 200 \text{ kg/m}^2$$

$$L = 15 \log (M) + 9 \quad \text{si } M > 200 \text{ kg/m}^2$$

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m²

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

$$h_0 = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14 \text{ cm}$$

Nous prenons : **$h_0 = 15 \text{ cm}$**

II. 2 - PRE REDIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place, ils ont pour rôle l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Le dimensionnement de la section rectangulaire doit satisfaire les conditions suivantes :

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

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

- h : hauteur de la poutre ;
- b : largeur de la poutre ;
- L : portée maximum entre nus d'appuis.

Le coffrage minimum des poutres est donné par la formule suivante :

$$b > 20 \text{ cm} ; h > 30 \text{ cm} ; h/b < 4 \quad \text{(RPA 99 Art 7.5.1)}$$

On distingue les poutres principales qui sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi leurs appuis et les poutres secondaires qui lui sont parallèle en assurant ainsi le chaînage.

❖ Poutres principales (PP):

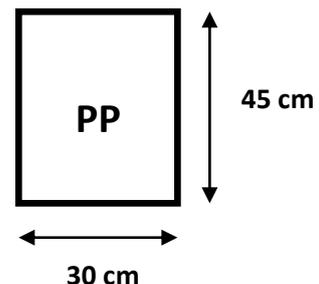
Sachant que : $L_{\max} = 510 - 30 = 480 \text{ cm}$;

$$480 / 15 \leq h_{pp} \leq 480 / 10 \rightarrow 32 \text{ cm} \leq h_{pp} \leq 48 \text{ cm} ;$$

Nous optons pour **$h_{pp} = 45 \text{ cm}$**

$$0.7 \times 45 \leq b_{PP} \leq 0.4 \times 45 \rightarrow 31.5 \text{ cm} \leq b_{PP} \leq 18 \text{ cm} ;$$

Nous optons pour **$b_{pp} = 30 \text{ cm}$**



❖ Poutres secondaires (PS) :

On a : $L_{\max} = 400 - 30 = 370 \text{ cm}$;

$$370 / 15 \leq h_{ps} \leq 370 / 10 \rightarrow 24.67 \text{ cm} \leq h_{ps} \leq 37 \text{ cm} ;$$

Nous optons pour **$h_{ps} = 35 \text{ cm}$**

$$0.7 \times 35 \leq b_{Ps} \leq 0.4 \times 35 \rightarrow 24.5 \text{ cm} \leq b_{Ps} \leq 14 \text{ cm} ;$$

Nous optons pour **$b_{ps} = 30 \text{ cm}$**

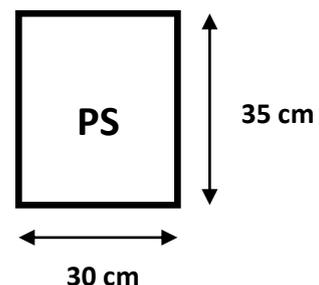


Tableau II- 1 : vérification aux exigences du RPA :

conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	vérifications
$h \geq 30 \text{ cm}$	45 cm	35 cm	vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	30 cm	vérifiée
$h / b \leq 4$	1.5	1.16	vérifiée

Les conditions du RPA sur le coffrage des poutres sont bien respectées, donc les sections adoptées sont :

- Poutres principales : $(bxh) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $(bxh) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

II. 3 - Pré Dimensionnement Des Voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place qui ont pour fonction principale est d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des efforts horizontales.

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à l'**Article 7.7.1.** du RPA99 version 2003 qui définit ces élément comme satisfaisant la condition $L \geq 4 e_p$

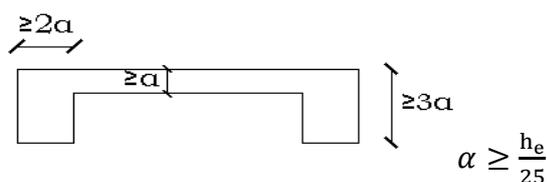
e_p : épaisseur des voiles.

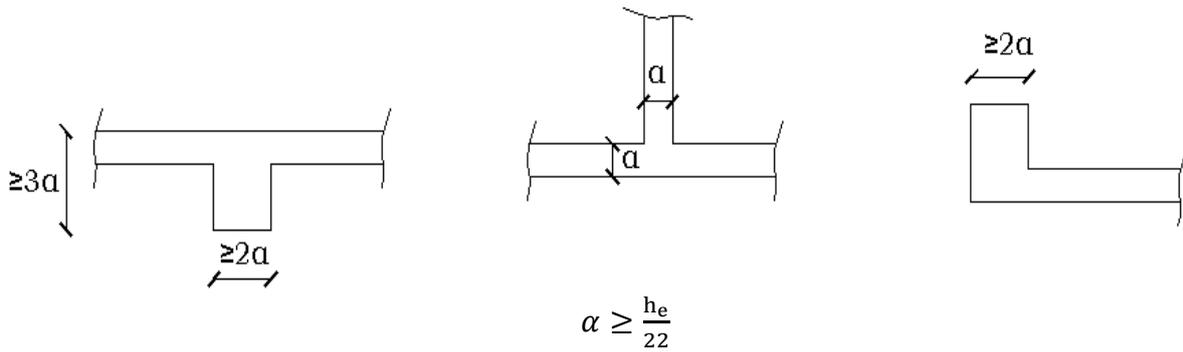
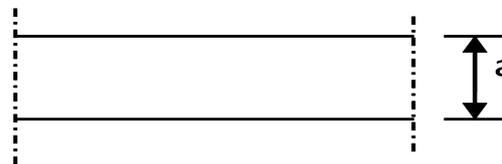
L : longueur min des voiles.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15cm.

$$e_p \geq \max \left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right) = \frac{h_e}{20}$$

1er cas :



2eme cas :3eme cas :

$$\alpha \geq \frac{h_e}{20}$$

Dans notre cas, on prend :

Pour l'étage courant : $306 - 20 = 286$ cm, nous donne $e \geq 286/20 = 14.3$ cm.

20cm : hauteur du plancher (16+4)

Nous adopterons pour tous les voiles une épaisseur de **$e_p = 20$ cm**

$L \geq 4x e_p = 4 \times 20 = 80$ cm condition vérifiée.

II. 4 - Pré Dimensionnement Des Poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS en compression simple, en vérifiant les exigences du RPA qui sont les suivantes pour les poteaux rectangulaires de zone IIa :

- $\min (b_1, h_1) \geq 25$ cm
- $\min (b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- $1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4$

On effectuera le calcul pour le poteau le plus sollicité (ayant la plus grande surface d'influence). En supposant que seul le béton reprend la totalité des charges ; la section du poteau est donnée par la formule suivante :

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

N_s : effort normal revenant au poteau considéré ;

G : charges permanentes ;

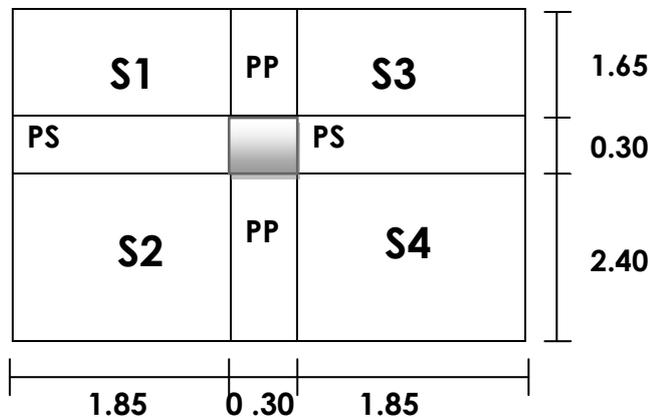
Q : surcharges d'exploitations en tenant compte de la régression des surcharges.

$\bar{\sigma}$: Contrainte de compression admissible du béton égale à 15 MPa.

Remarque : on considéré, en premier lieu, pour nos calcul la section du poteau selon le minimum exigé par le RPA qui est de (25X25) cm².

II-4-1- Surface d'influence :

- Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité : C3

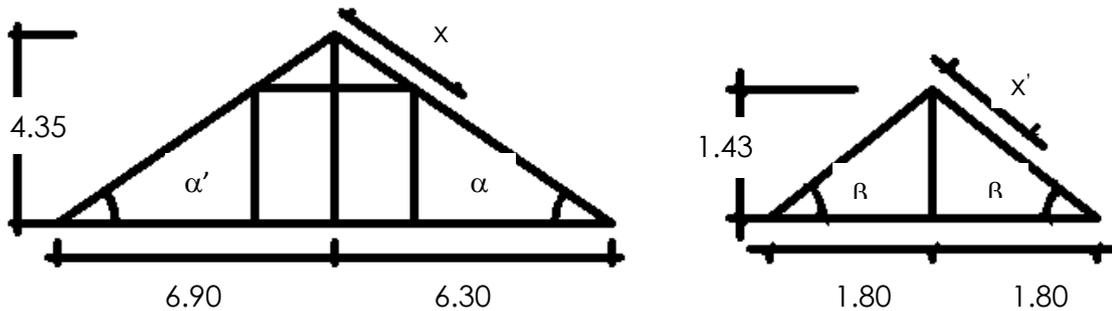


$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$\left. \begin{aligned} S_1 = S_3 = 1.85 \times 1.65 = 3.05 \text{ m}^2; \\ S_2 = S_4 = 1.85 \times 2.40 = 4.44 \text{ m}^2. \end{aligned} \right\} S = (2 \times 3.05) + (2 \times 4.44) = 14.98 \text{ m}^2$$

S=14.98 m²

- **surface de la toiture** : On est en présence de deux types de charpente ; dont chacune d'entre elle à deux versants inclinés comme le montre les schémas suivants :



➤ **premier type de toiture : Versant droit**

- calcul de l'angle d'inclinaison α : $\left\{ \begin{array}{l} \text{tg } \alpha = 4.35/6.30 = 0.69 \\ \text{D'où : } \alpha = 34.60^\circ \end{array} \right.$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} 3.60/2 + 5.10 = 3.90 \\ 3.60/2 + 4.50 = 3.60 \\ 30.20 - 25.86 = 4.35 \end{array} \right.$$

- **calcul de x** : $x = \frac{6.30/2}{\cos \alpha} = 3.15/0.82 = 3.84 \text{ m}$
- **calcul de la surface de la toiture inclinée (St)** :
 $St = x * (4/2) = 3.84 * 2 = 7.68 \text{ m}^2$

Versant gauche

- calcul de l'angle d'inclinaison α' : $\text{tg } \alpha' = 4.35/6.90 = 0.63$
D'où : $\alpha' = 32.23^\circ$

- **calcul de x'** : $x' = \frac{6.90/2}{\cos \alpha'} = 3.45/0.85 = 4.06 \text{ m}$
- **calcul de la surface de la toiture inclinée (St')** :
 $St' = x' * (4/2) = 4.06 * 2 = 8.12 \text{ m}^2$

➤ **deuxième type de toiture :**

- calcul de l'angle d'inclinaison β : $\left\{ \begin{array}{l} \text{tg } \beta = 1.43/1.80 = 0.79 \\ \text{D'où : } \beta = 38.46^\circ \end{array} \right.$

- **calcul de x''** : $x'' = \frac{1.8/2}{\cos \beta} = 1.15 \text{ m}$

- **calcul de la surface de la toiture inclinée (St'')** :
 $St'' = x'' * (4/2) * 2 = 1.15 * 4 = 4.6 \text{ m}^2$

$$S_{\text{Tot}} = St + St' + St'' = 7.68 + 8.12 + 4.6 = 20.4 \text{ m}^2$$

NB : la surface de la toiture n'est effectuée qu'aux tuiles, liteaux, pannes et cheverons

II-4-2- Détermination des charges et surcharges :

Pour désigner les valeurs des charges permanentes et charges d'exploitations, on se réfère au document technique réglementaire (DTR B .C.2.2)

❖ **charges permanentes :**• **Toiture :**

Eléments constituant la toiture	poids surfacique
Tuiles mécaniques à emboîtement (litage compris)	0,4
Chevrons et pannes	0,1
Murs pignons (cloison)	0,9
$G_t = 1.4 \text{ kN/m}^2$	

Tableau II-2 : Charges revenant à la toiture

• **Plancher dernier étage :**

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho \text{ (KN / m}^3\text{)}$
①	Plancher en corps creux	(16+4)	2.85
②	Couche de sable	2	0.2
$G_{pd} = 3.05 \text{ KN/m}^2$			

Tableau II-3 : Charges revenant au Plancher dernier étage (corps creux)

▪ **Dalle pleine (balcons) :**

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho \text{ (KN / m}^3\text{)}$	$G \text{ (KN / m}^2\text{)}$
①	Mortier de pose	2	22	0.44
②	Couche de sable	2	18	0.36
③	Enduit de ciment	2	18	0.36

④	Carrelage	2	22	0.44
⑤	Dalle pleine en béton armé	15	/	4
$G_{dp} = 5.6 \text{KN/m}^2$				

Tableau II-4 : Charges revenant à la dalle pleine

▪ Plancher étage courant (corps creux) :

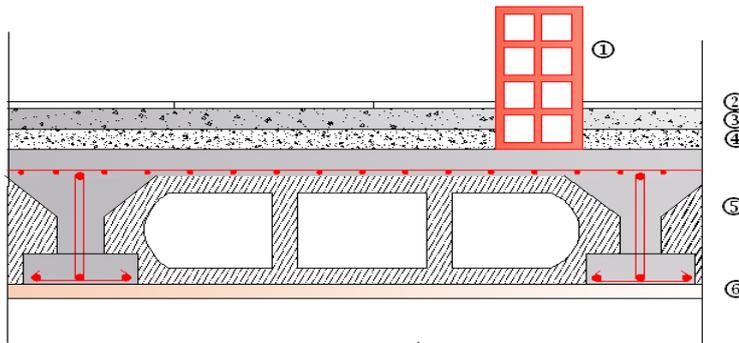


Figure II-2: Coupe verticale du plancher courant

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho (\text{KN} / \text{m}^3)$	$G (\text{KN} / \text{m}^2)$
①	Cloison en briques creuses 8 trous y compris enduit	10	-	1,00
②	Revêtement carreaux Grés-Cérame	1	20	0,20
③	Mortier de pose	3	22	0,66
④	Couche de sable	3	18	0,54
⑤	Plancher en corps creux	16+4	-	2,85
⑥	Enduit plâtre	2	10	0,20
$G_{pc} = 5,45 (\text{KN} / \text{m}^2)$				

Tableau II-5 : Charges revenant au plancher étage courant

▪ Mur extérieur :

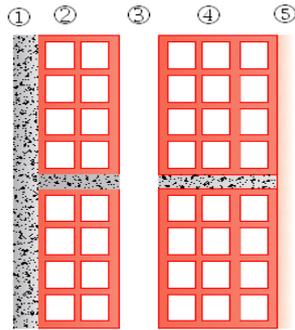


Figure II-3 : Coupe verticale d'un mur extérieur

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho(KN / m^3)$	$G(KN / m^2)$
①	Enduit au mortier de ciment	3	18	0,54
②	Cloison en briques creuses 8 trous	10	-	0,90
③	Cloison en briques creuses 12 trous	15	-	1.30
④	Lame d'air	5	-	-
⑤	Enduit de plâtre sur la face intérieure	2	10	0,20
$G_{me} = 2.94 (KN / m^2)$				

Tableau II-6 : Charges revenant aux murs extérieurs

▪ Mur intérieur :

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho(KN / m^3)$	$G(KN / m^2)$
①	Enduit en plâtre	2	10	0.2
②	Brique creuse	10	9	0.9
③	Enduit en plâtre	2	10	0.2
$G_{mi} = 1.3kn/m^2$				

Tableau II-7 : Charges revenant aux murs intérieurs

❖ charges d'exploitations :

Eléments	Surcharge (KN/m ²)
Toiture	1.0
Plancher dernier étage	1.0
Plancher d'étage courant	1.5
Plancher RDC (service)	2.5
Plancher RDC (commercial)	5
balcon	3.5
escalier	2.5

Tableau II-8 : Surcharges d'exploitation

II-4-3- poids propre des éléments :

- **toiture** : $PP_{\text{toit}} = G \times S_t + G_{\text{DALLE PLEINE}}$

$$PP_{\text{toit}} = 1.4 \times 20.40 + (25 \times 0.15 \times 4.25 \times 3.70 / 2) + (25 \times 0.15 \times 4.85 \times 3.70 / 2) = 91.70 \text{ KN}$$

- **poutre inclinée** : $G_{\text{POUTRE INCLINEE}} = (25 \times 0.3 \times 0.3 \times 4.85 / 2) + (25 \times 0.3 \times 0.3 \times 4.25 / 2)$

$$G_{\text{POUTRE INCLINEE}} = 10.24 \text{ KN}$$

- **plancher dernier étage** : $PP_d = 3.05 \times 14.98 = 45.69 \text{ KN}$

- **plancher courant** : $PP_c = 5.45 \times 14.98 = 81.64 \text{ KN}$

- **poutres :**

$$\text{Poutres principales : } PP_{pp} = 0.45 \times 0.30 \times (2.40 + 1.65 + 0.30) \times 25 = 14.68 \text{ KN}$$

$$\text{Poutres secondaires : } PP_{ps} = 0.30 \times 0.35 \times (1.85 + 1.85) \times 25 = 9.7 \text{ KN}$$

$$PP_{\text{poutres}} = 14.68 + 9.7 = 24.38 \text{ KN}$$

- **poteaux :**

$$\text{Poteau du sous sol : } PP_{ss} = 0.25 \times 0.25 \times (3.50 - 0.3) \times 25 = 5.00 \text{ KN}$$

$$\text{Poteau du RDC commerce : } PP_{\text{RDC C}} = 0.25 \times 0.25 \times (4.50 - 0.3) \times 25 = 6.56 \text{ KN}$$

Poteau du RDC service : $PP_{RDC\ s} = 0.25 \times 0.25 \times (3.00-0.3) \times 25 = 4.22 \text{ KN}$
 Poteaux d'étages : $PP_{\text{étage}} = 0.25 \times 0.25 \times (3.06-0.3) \times 25 = 4.30 \text{ KN}$
 Poteaux dernier étage : $PP_{\text{étage}} = 4.30 + 0.25 \times 0.25 \times (1.87-0.3) \times 25 = 6.75 \text{ KN}$

II-4-4- Dégression verticale des surcharges d'exploitation :

Le document technique réglementaire (DTR. B.C.2.2) nous impose une dégression des charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanée d'application des surcharges sur tout les plancher.

Cette loi s'applique au bâtiment très élancé ; dont le nombre de niveaux est supérieur à 5 ce qui notre cas.

La loi de dégression des surcharges est comme suit :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{Pour } n > 5$$

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i

n : numéro de l'étage du haut vers le bas.

Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

Surcharge d'exploitation :

- Toiture : $Q_0 = 1 \times 20.4 = 20.4 \text{ KN}$
- Plancher dernier étage : $Q_1 = 1 \times 14.98 = 14.98 \text{ KN}$
- Plancher étage courant : $Q_2 = \dots = Q_7 = 1.5 \times 14.98 = 22.47 \text{ KN}$
- Plancher RDC partie service : $Q_8 = 2.5 \times 14.98 = 37.45 \text{ KN}$
- Plancher RDC partie commercial : $Q_9 = 5 \times 14.98 = 74.90 \text{ KN}$
- Plancher sous-sol : $Q_{10} = 2.5 \times 14.98 = 37.45 \text{ KN}$

11^{eme} $Q_0 = 20.4 \text{ KN}$

10^{eme} $Q_0 + Q_1 = 20.4 + 14.98 = 35.38 \text{ KN}$

9^{eme} $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 56.31 \text{ KN}$

8^{eme} $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 74.83 \text{ KN}$

7^{eme} $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 91.08 \text{ KN}$

6eme $Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 105.07 \text{ KN}$

5eme $Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 117.00 \text{ KN}$

4eme $Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 128.35 \text{ KN}$

3eme $Q_0 + 0,688 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 140.03 \text{ KN}$

2eme $Q_0 + 0,667 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 151.50 \text{ KN}$

1eme $Q_0 + 0,65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 163.00 \text{ KN}$

NIV	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [KN]		Effort normal	Section du poteau [cm ²]	
	Planchers	Poutres	Poteaux	G _{totale}	G _{cumulée}	Q _i	Q _{cumulée}	N _s =G+Q [KN]	Section trouvée	Section adoptée
11	91.70	10.24	/	101.94	101.94	20.4	20.4	122.34	81.56	30X30
10	45.69	24.38	6.75	76.82	178.76	14.98	35.38	214.14	142.76	30X30
9	81.64	24.38	4.30	110.32	289.08	22.47	57.85	346.93	231.29	35 x35
8	81.64	24.38	4.30	110.32	399.40	22.47	80.32	479.72	319.81	35 x35
7	81.64	24.38	4.30	110.32	509.72	22.47	102.79	612.51	408.34	35X35
6	81.64	24.38	4.30	110.32	620.04	22.47	125.26	745.30	496.87	40X40
5	81.64	24.38	4.30	110.32	730.36	22.47	147.73	878.09	585.39	40X40
4	81.64	24.38	4.30	110.32	840.68	22.47	170.20	1010.88	673.92	40X40
3	81.64	24.38	4.22	110.24	950.92	37.45	207.65	1158.57	772.38	45X45
2	81.64	24.38	6.56	112.58	1063.5	74.90	282.55	1346.05	897.37	45X45
1	81.64	24.38	5.00	111.02	1174.52	37.45	320.00	1494.52	996.35	45X45

Tableau II-9 : récapitulatif de la descente de charge sur le poteau C3

II-4-5 - Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1) :

poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée	observation
30X30	Min (b, h) \geq 25	Min (b, h) =30	Condition vérifiée
	Min (b, h) \geq $h_e/20$	$h_e/20= 13.80$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
35X35	Min (b, h) \geq 25	Min (b, h) =35	Condition vérifiée
	Min (b, h) \geq $h_e/20$	$h_e/20= 13.80$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
40x40	Min (b, h) \geq 25	Min (b, h) =40	Condition vérifiée
	Min (b, h) \geq $h_e/20$	$h_e/20= 13.80$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
45X45	Min (b, h) \geq 25	Min (b, h) =45	Condition vérifiée
	Min (b, h) \geq $h_e/20$	$h_e/20= 22.5$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée

Tableau II-10 : Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1)

Toutes les sections des poteaux sont admissibles.

II-4-6- Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

Pour qu'il n'y ait de flambement il faut que l'élancement « λ » soit ≤ 5

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

Avec

L_f : longueur de flambement,

$L_f = 0,7 l_0$ tel que l_0 : portée réelle du poteau (Hauteur libre).

i : rayon de giration

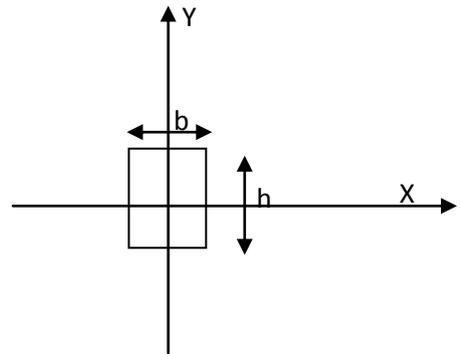
$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ avec I : moment d'inertie du poteau, A : section transversale du poteau

($b \times h$)

$I = bh^3/12$ (section rectangulaire)

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \frac{h}{3,46}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7l_0 \cdot 3,46}{h}$$



Pour $l_0 = 3.06 - 0.30 = 2.76$ et $h = 0,30$ m poteau (30x30) → $\lambda = 22.28 < 50$ (ok).

Pour $l_0 = 3.06 - 0.30 = 2.76$ et $h = 0,35$ m poteau (35x35) → $\lambda = 19.09 < 50$ (ok).

Pour $l_0 = 3.06 - 0.30 = 2.76$ m et $h = 0,40$ m poteau (40x40) → $\lambda = 16.71 < 50$ (ok).

Pour $l_0 = 4.50 - 0.30 = 4.20$ m et $h = 0,40$ m poteau (45x45) → $\lambda = 25.43 < 50$ (ok).

Pour tous les poteaux la condition au flambement est vérifiée.

CONCLUSION :

- Pré dimensionnement des planchers : $h_t = 20$ cm (16+)
- Pré dimensionnement de la dalle pleine (balcons) : $h_t = 15$ cm
- Pré dimensionnement des poutres :

	Poutres principales	Poutres secondaires
Section adoptée	(30 x 45) cm ²	(30 x 35) cm ²

-
- Pré dimensionnement des voiles : $h_f = 20\text{cm}$
 - Pré dimensionnement des poteaux :

Niveau	Section adoptée
Sous-sol ; RDC commerce ; RDC service	(45X45) cm ²
1 ^{er} ; 2eme ; 3eme niveaux	(40X40) cm ²
4 ^{er} ; 5eme ; 6eme niveaux	(35X35) cm ²
Comble et toiture	(30 X 30) cm ²



CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS

INTRODUCTION :

Dans ce chapitre, nous allons bien souvent revenir au cours de béton armé III concernant un grand nombre d'élément à calculer tel :le plancher, escalier, balcon,

Mais avant tout, le calcul proprement dit sera basé sur les règles en vigueur du C.B.A ainsi que le BAEL.

III-1- l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure assimilée à une console encastree au niveau du plancher dernier étage, elle est soumise à l'effort(G) dû à son poids propre, et un effort latéral (Q=1KN/ml) dû à la main courante, engendrant un moment de renversement(M) dans la section d'encastrement.

Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de largeur.

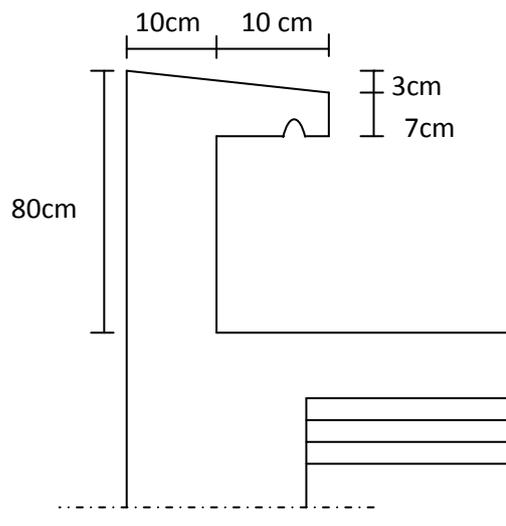


Figure. III.1.1 coupe vertical de l'acrotère

III-1-1 Calcul des sollicitations :

- effort normal dû au poids propre :

$$N = GX1 = S \times p \times 1m$$

$$G = (0.7 \times 0.1) + (0.07 \times 0.2) + 0.03 \times \frac{0.2}{2} \times 25$$

$$N = 2.175 \text{ Kn/ml}$$

Avec :

ρ : masse volumique du béton.

S: section transversal.

- **L'Effort tranchant**

$$T=Q \times 1\text{m} = 1\text{Kn}$$

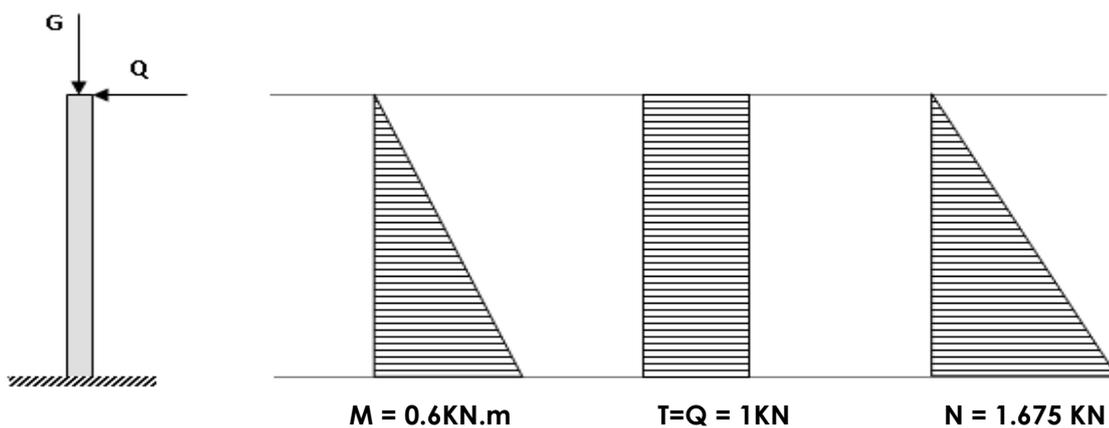
- **Moment de renversement dû à l'effort horizontal :**

$$M=Q \times H \times 1\text{m}.$$

$$M=1 \times 0,8 \times 1\text{m} = 0,8\text{kn} \times \text{m}.$$

$$M=0,8\text{kn.m}$$

Diagramme des efforts internes (M, N, T) :



III-1-2 Combinaisons de charges :

a- Etat limite ultime :

La combinaison de charge à considérer est : $1,35G + 1,5Q$

- **Effort normal de compression :**

$$N_u = 1,35N = 1,35 \times 2,175 = 2,94\text{KN}$$

- **Effort tranchant :**

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

- **Moment fléchissant :**

$$M_u = 1,5M = 1,5 \times 0,8 = 1,2\text{KN.m}$$

b- Etat limite de service :

La combinaison de charge à considérer est : **G + Q**

- **Effort normal de compression :**

$$N_s = N = 2.175 \text{KN}$$

- **Effort tranchant :**

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

- **Moment fléchissant :**

$$M_s = M = 0,8 \text{KN.m}$$

III-1-3 Ferrailage de l'acrotère à L'(ELU) :

Le calcul sera déterminé en flexion composée à L'ELU ; on considère une section rectangulaire ($h \times b$), sous un effort normal N_u et un moment de flexion M_u .

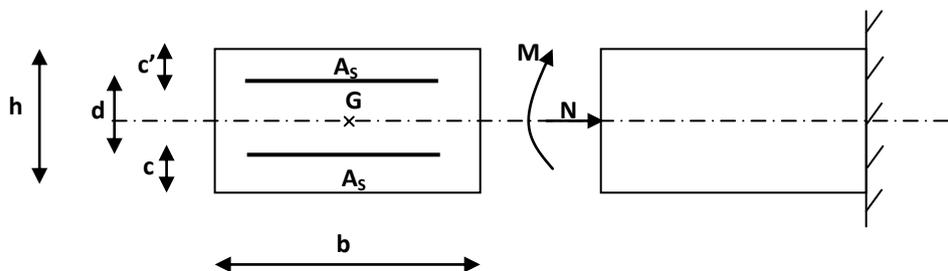


Figure III.1.2 : Section rectangulaire soumise à la flexion

h : (épaisseur de la section) = 10cm.

b : (largeur de la section) = 100cm.

c et **c'** : (enrobage) = 3cm.

d : (la hauteur utile) : $h - c = 7$ cm.

III-1-3-1 calcul à l'ELU :

- **position du centre de pression :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.2}{2.94} \approx 0,41 \text{m} \geq \left(\frac{h}{2} - c' \right) = \left(\frac{0,10}{2} - 0,03 \right) = 0,02 \text{m}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de zone délimitée par les armatures, nous avons donc une **section partiellement comprimée**.

Le calcul des armatures se fera en deux étapes.

- **Etape fictive :**

$$M_f = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c \right) = 1.2 + 2,94 \times (0,05 - 0,03) = 1.26 \text{KN.m}$$

$$M_f = f_{bu} \cdot b \cdot d^2 \cdot \mu_u \Rightarrow \mu_u = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2}$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = 0.85 f_{c28} / 1.5 = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{1.26 \cdot 10^3}{14.6 \times 100 \times (7)^2} = 0.018$$

Calcul de μ_{id} : $\mu_{id} = 0.8 \alpha_{id} (1 - 0.4 \alpha_{id})$

$$\alpha_{id} = \frac{3.5}{23.5 + \varepsilon} \quad \text{avec : } \varepsilon_i = \frac{\sigma_{st}}{E_s} = \frac{f_e}{E_s \times \gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1.15} = 0.00173$$

$$\alpha_{id} = \frac{3.5 \times 10^{-3}}{23.5 \times 10^{-3} + 0.00173} = 0.668 \Rightarrow \mu_i = 0.8 \times 0.668 (1 - 0.4 \times 0.668) = 0.392$$

On a $\mu_u = 0.018 < \mu_i = 0.392 \Rightarrow$ La section est simplement armée \Rightarrow SSA

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire

Les armatures fictives en flexion simple :

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha \quad \text{avec : } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.018})$$

$$\Leftrightarrow \alpha = 0.0227 \text{ d'où } \beta = 0.991$$

$$\Rightarrow A_{stf} = \frac{M_f}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta_f} = \frac{1.26 \times 10^3}{348 \times 7 \times 0.991} \approx 0.52 \text{ cm}^2$$

- **Etape réelle :**

Les armatures réelles en flexion composée :

$$A_{str} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.52 - \frac{2.94 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.43 \text{ cm}^2$$

III-1-3-2 Vérification à l'ELU:

A/Condition de non fragilité : [ArtA.4.2.1 BAEL 91]

$$A_{str} \geq A_{min} = 0.23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_c} \cdot \left[\frac{e_s - 0.455 \cdot (d)}{e_s - 0.185 \cdot (d)} \right] \cdot b \cdot d$$

Calcul de l'excentricité e_s :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.8}{2.175} = 0.368 \text{ m}$$

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times \left[\frac{36.8 - 0.455 \times (7)}{36.8 - 0.185 \times (7)} \right] \times 100 \times 7 = 0.80 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0.43 \text{ cm}^2 \leq A_{\text{MIN}} = 0.80 \text{ cm}^2$**Condition non vérifiée.**

Le ferrailage se fera avec la section minimale.

Soit: $A_s = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_r = 3 \text{ HA8} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$.

B/Contrainte tangentielle : (Art.A.5.1,1 / BAEL91)

La fissuration est préjudiciable, on doit donc vérifier que : $\bar{\tau}_u < \tau_u$

$$\bar{\tau}_u = \left[\min \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right]$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 0.15 \times 25 / 1.5 ; 4 \text{ MPa} \} = \min \{ 2.5 ; 4 \text{ MPa} \} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$\text{Avec : } v = 1.5 \times Q = 1.5 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{1.5}{7 \times 100} = 0.002 \text{ KN} / \text{cm}^2$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée (pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

C/Condition de l'adhérence des barres (Art.A.6.1, 3 / BAEL91):

Pour connaître le comportement d'interface entre le béton et l'armature, on doit vérifier la condition suivante:

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$$\text{Aciers haute adhérence} \Rightarrow \Psi_s = 1.5 \rightarrow \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 \Rightarrow \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varphi = 4 \times 3.14 \times 0.8 \Rightarrow \sum U_i = 10.05 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 10.05 \times 10} \rightarrow \tau_{se} = 0.237 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0.237 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

D/Ancrage des armatures :

Pour avoir un bon encrage droit, il faut mettre en œuvre un encrage qui est défini par sa longueur de scellement droit (l_s).

$$l_s = \frac{\phi \times f_c}{4\tau_{su}} \rightarrow \tau_{su} = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} \rightarrow l_s = 28.22 \text{ cm.}$$

On adoptera $l_s = \underline{\underline{30 \text{ cm}}}$.

III-1-4 Vérification à l'ELS:

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

Il faut vérifier les conditions suivantes :

- dans les aciers : $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
- dans le béton : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

1. dans les aciers :

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

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

On a des aciers : HA : $\phi \geq 6 \text{ mm}$ et FeE400 $\Rightarrow \eta = 1.6$ (coefficient de fissuration).

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{ 266.6 ; 201.63 \} \Rightarrow \sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \quad \text{Avec : } \beta_1 \text{ est fonction de } \rho$$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287 \Rightarrow \beta_1 = 0.914$$

$$d'où : \sigma_s = \frac{0.8 \times 10^3}{0.914 \times 7 \times 2.01} = 62.20 \text{MPa}$$

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

2. dans le béton :

Pour une section rectangulaire ($b \times h$), acier FeE400 en flexion simple, si la relation suivante est satisfaite alors il n'y a pas lieu de vérifier σ_{bc} :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{1.2}{0.8} = 1.5$$

$$\mu_u = 0.018 \rightarrow \alpha_u = 0.0227$$

$$\alpha \leq \frac{1.5-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.50 > \alpha_u = 0.0227 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

La section est justifiée vis-à-vis de la compression.

III-1-5 Vérification de l'acrotère au séisme:

Cette vérification concerne les éléments non structuraux.

L'acrotère est calculé sous l'action horizontale suivant la formule suivante :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas $A = 0.15$ (zone IIa et groupe d'usage 2).

CP : facteur de force horizontale (variant entre 0.3 et 0.8).

Pour les éléments secondaires $\Rightarrow C_p = 0.3$

Wp : poids de l'élément considéré ($W_p = 2.175 \text{ KN/ml}$)

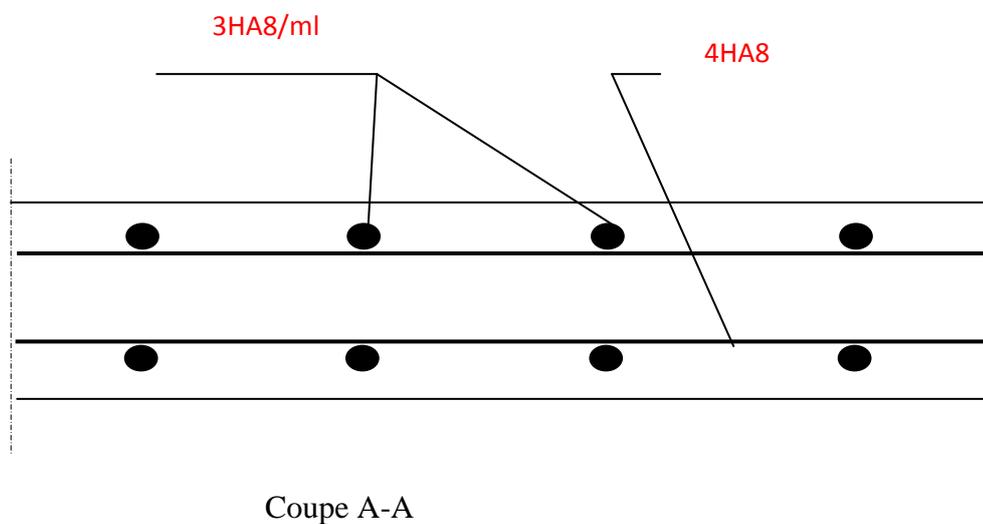
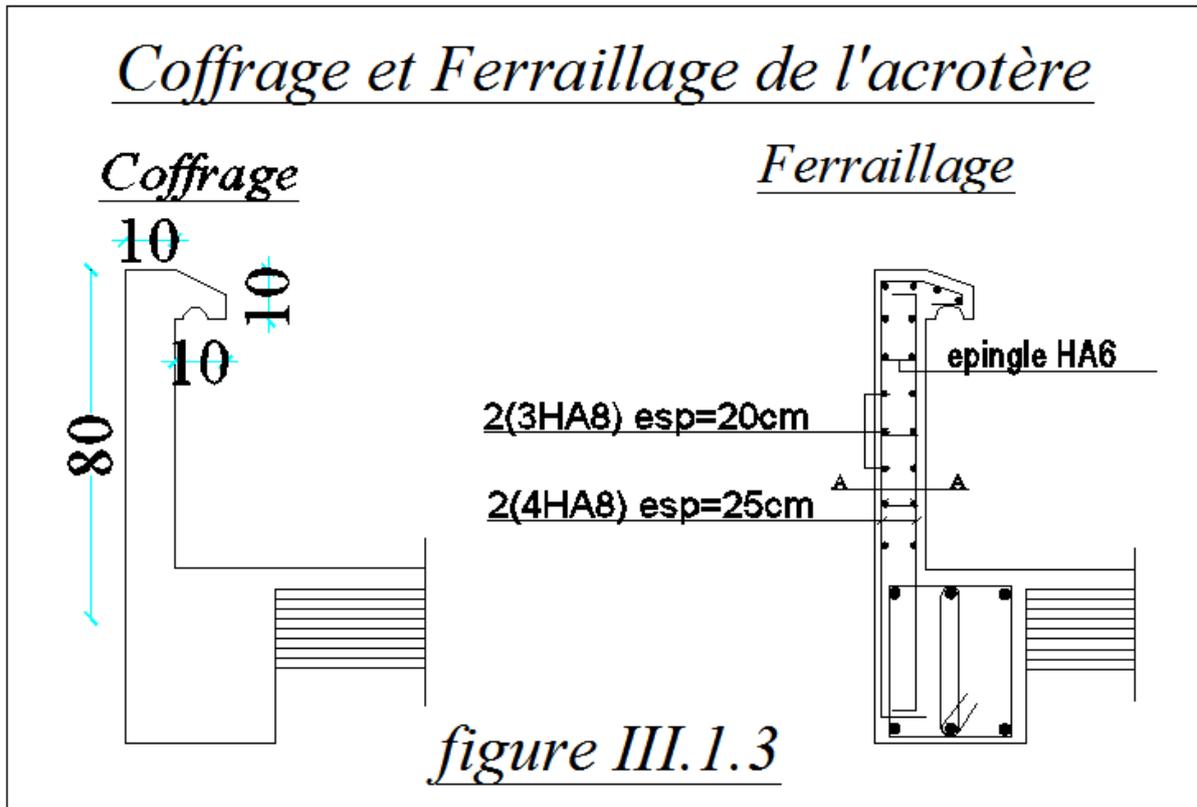
$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.3 \times 2.175 = 0.391 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

$$F_p < Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Conclusion :** L'acrotère sera ferrillé comme suit :

Armatures principales : **4 HA8/ml** avec **e= 20cm.**

Armatures de répartition : **3 HA8/ml** avec **e= 25cm.**

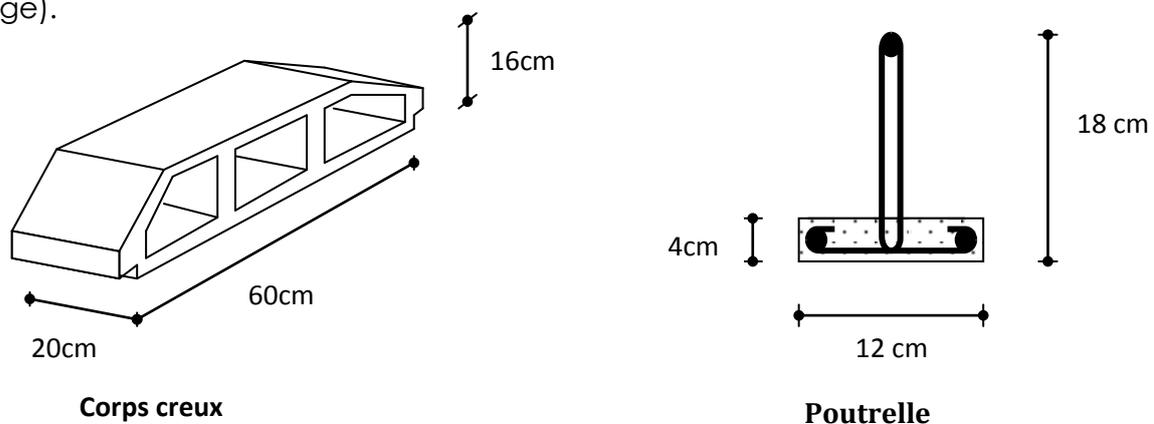


III-2- Les Planchers :

Notre structure dispose d'un seul type de plancher qui est en corps creux, il est constitué de :

- poutrelles préfabriquées de section en T ; elles sont disposées suivant la petite portée, distantes de 65 cm entre axes et assurent la fonction de portance ;
- le corps creux qui se repose sur les poutrelles, il est utilisé comme coffrage perdu et assure la fonction d'isolation thermique et phonique ;
- une dalle de compression en béton armé.

Dans notre cas, nous aurons à étudier quatre (04) types de planchers ayant pour différences leurs charges d'exploitation (habitation, commerce, service et dernier étage).

**III-2-1 Ferrailage De La Dalle De Compression:**

La table de compression de 4 à 5 cm d'épaisseur est coulée sur place, elle est armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance **(TLE 520)** dont le but de :

- limiter les risques de fissurations par retrait ;
- résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites ;
- répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles sont au plus égale à celles indiquées par le règlement **(BAEL 91/B.6.8,423)** qui sont :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles;
- 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

A) les armatures \perp aux poutrelles (BAEL 91/B.6.8,5) :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \ell'}{f_e}$$

Avec : ℓ' : Distance entre axes des poutrelles comprise entre 50 et 80 cm

AN : $A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{fe520} \geq 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

On adoptera $A_{\perp} = 5T5 / \text{ml} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement $St = 15 \text{ cm}$.

B) les armatures // aux poutrelles :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adoptera $A_{//} = 5T5 / \text{ml} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement $St = 15 \text{ cm}$.

Conclusion : pour le ferrailage de la dalle de compression, on adoptera un treillis soudé de mailles (200x200) mm², avec 5T5/m^l

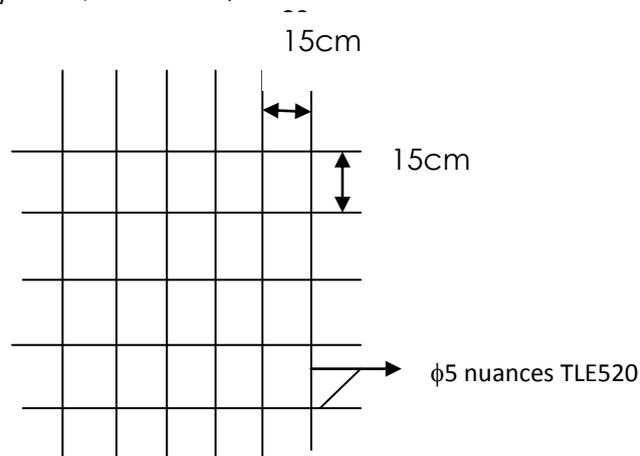


Figure III-2-1 : ferrailage de la dalle de compression

III-2-2 Calcul Des Poutrelles:

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure ci-dessous :

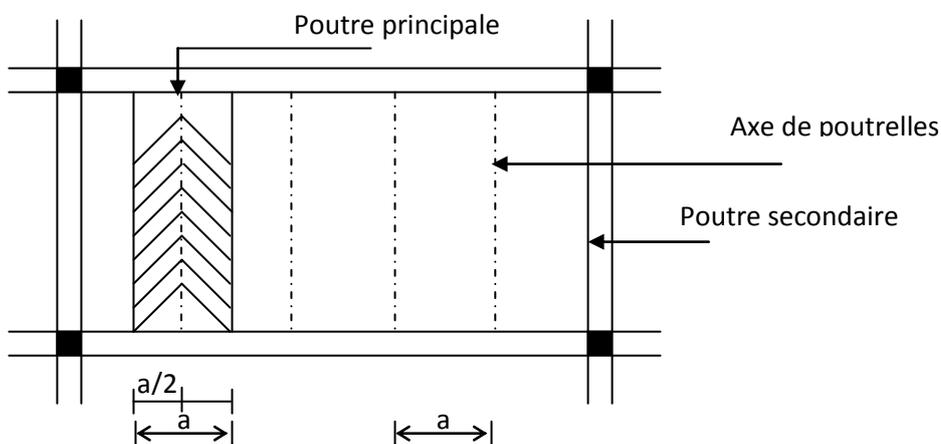


Figure III-2-2 : surfaces revenant aux poutrelles

A) Calcul Avant Coulage De La Dalle De Compression :

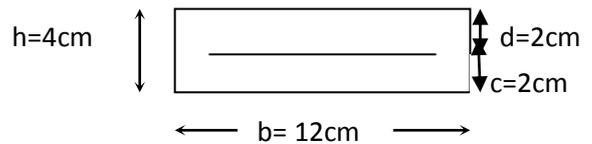
• **Dimensionnement :**

$b=12\text{cm}$ largeur de la poutrelle ;

$h=4\text{cm}$: hauteur de la poutrelle ;

$c=2\text{cm}$: enrobage ;

$d=2\text{cm}$: hauteur utile.



La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur les deux extrémités, elle travaille en flexion simple. Elle doit supporter, en plus de son poids propre, le poids du corps creux ainsi que celui de l'ouvrier.

- poids propre de la poutrelle : $0.12 \times 0.04 \times 0.25 = 0.12 \text{ KN/ml}$;
- poids du corps creux : $0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$;
- surcharge due à l'ouvrier : 1.00 KN/ml .

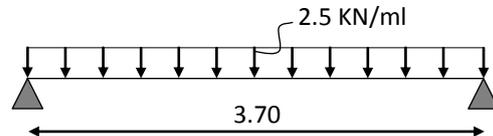
Charge permanente : **G = 0.74 KN/ML**

Charge d'exploitation : **Q = 1KN/ML**

• **ferraillage à L'ELU :** le calcul se fera pour la plus longue travée, $L = 3.70 \text{ m}$

- **combinaisons de charges :**

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



- **calcul du moment en travée**

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} = 4.28 \text{ KN.m} \Rightarrow \mathbf{M_u = 4.28 \text{ KN/m}}$$

- **calcul de l'effort tranchant sur appuis :**

$$T = \frac{q_u \times L}{2} = 4.62 \text{ KN} \Rightarrow \mathbf{T = 4.62 \text{ KN}}$$

- **calcul des armatures :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}, \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{4.28 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} \rightarrow \mu_u = 6.28 \gg \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \mathbf{SDA.}$$

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4 cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaire à fin d'aider les poutrelles à supporter les charge et surch -

arges aux quelles elles sont soumises avant coulage. Ces étais sont en général distant de (0.80 à 1.20) m.

B) Calcul Après Coulage De La Dalle De Compression :

Dans ce cas, le calcul est conduit en considérant la poutrelle comme une poutre continue, de section en T avec une inertie constante reposant sur plusieurs appuis ; les appuis de rives sont considérés comme semi encastré et les appuis intermédiaires comme étant simples.

- **Dimensionnement**

$b=65\text{cm}$, distance entre axes de deux poutrelle

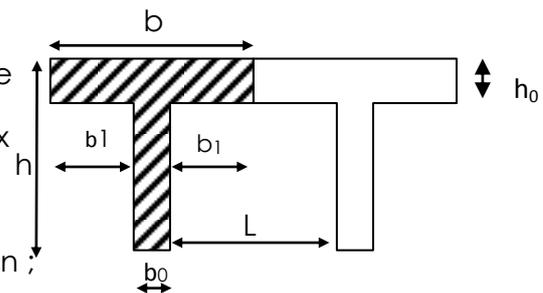
$h = (16+4)$, hauteur du plancher en corps creux

$b_0 = 12\text{cm}$, largeur de la poutrelle ;

$h_0 = 4\text{ cm}$, épaisseur de la dalle de compression ;

$b_1 =$ débord.

$b_1 = (b - b_0) / 2 = (65 - 12) / 2 = 26.5\text{ cm}$,



- **combinaisons de charges :**

- poids propre du plancher : $G = 5.45 \times 0.65 = 3.54\text{ KN / ml}$;

- poids propre du plancher dernier étage : $G = 3.05 \times 0.65 = 1.98\text{ KN / ml}$;

- surcharge d'exploitation : usage d'habitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.98\text{ KN/ml}$;

Usage de service : $Q = 2.5 \times 0.65 = 1.63\text{ KN/ml}$;

Usage de commerce: $Q = 5 \times 0.65 = 3.25\text{ KN/ml}$;

Dernier étage : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65\text{ KN/ ml}$.

Note : nous considérons pour nos calculs, les planchers qui présentent le cas le plus défavorable, à savoir le RDC partie commerce

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5.45 \times 0.65 = 3.54\text{ KN / ml} \\ Q = 5 \times 0.65 = 3.25\text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

- **choix de la méthode**

- **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire (ART B.6.2, 210/BAEL91 modifié99) :**

1. la valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courtes doit respecter la condition suivante : $Q \leq \max\{2G, 5 \text{ KN}\}$

$$\left\{ \begin{array}{l} 2G = 2 \times 3.54 = 7.08 \text{ KN/ml} \\ Q = 3.25 \text{ KN/ml} \end{array} \right. \Rightarrow Q \leq \max\{2G, 5 \text{ KN}\} \quad \text{condition vérifiée}$$

2. le moment d'inertie des sections transversales est le même pour les différentes travées considérées. \Rightarrow **condition vérifiée**

3. les portées successives sont dans un rapport compris entre (0.8 et 1.25)

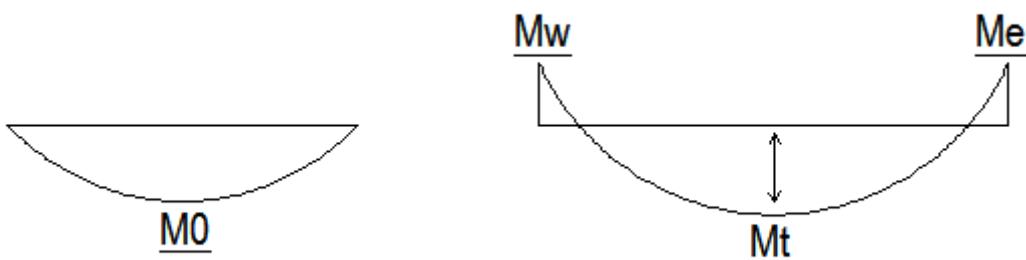
$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3.40}{4.00} = 0.85 \quad ; \quad \frac{L_2}{L_3} = \frac{4.00}{3.40} = 1.18 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

4. la fissuration est considérée comme non préjudiciable \Rightarrow **condition vérifiée**

Conclusion : toutes les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable

- **principe de la méthode forfaitaire :**

Le principe de la méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées à partir de la fraction fixé forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant en travées ; celle-ci étant supposée isostatique de la même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.



- **exposé de la méthode :**

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

Avec : α = le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et d'exploitations non pondérés.

Les valeurs M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\left. \begin{aligned} M_t &\geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max\{1.05 M_0 ; (1 + 0.3 \alpha) M_0\} \\ M_t &\geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow \text{dans une travée intermédiaire} \\ M_t &\geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow \text{dans une travée de rive} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{on prend } M_t^{max}$$

Avec :

- ✓ M_t : moment maximal en travée considérée ;
- ✓ M_e : moment sur l'appui de droite en valeur absolue ;
- ✓ M_w : moment sur l'appui de gauche en valeur absolue ;
- ✓ valeur maximal du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

$$M_0 = \frac{q \ell^2}{8} \text{ avec } \ell \text{ longueur entre nus d'appuis}$$

Les valeurs 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 pour une poutre à plus de trois travées.

Dans notre cas, on a une poutre sur six (06) appuis, on aura donc le diagramme suivant :

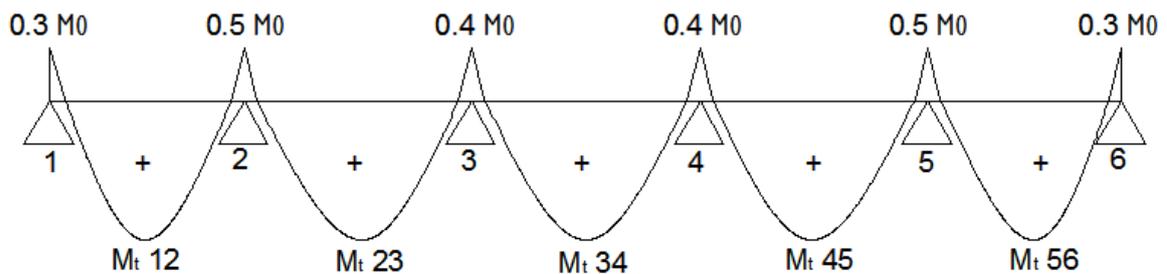


Figure III-2-3 : diagramme des moments d'une poutre continue

➤ application de la méthode :

➤ à l'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 9.65 \text{ KN/ml} = 9.65 \text{ KN/m}$

➤ à l'ELS : $q_s = G + Q = 6.79 \text{ KN/ml}$

▪ calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{5}{5+5.45} = 0.48 \text{ KN/m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3 \alpha = 1.14 \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.57 \\ \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.67 \end{cases}$$

▪ calcul des moments fléchissant :

✓ calcul des moments isostatiques M_{0i} à l'ELU :

$$M_{01} = M_{05} = q_u \frac{\ell^2}{8} = 9.65 \frac{3.4^2}{8} = 13.94 \text{ KN m}$$

$$M_{02} = M_{03} = M_{04} = q_u \frac{\ell^2}{8} = 9.65 \frac{4^2}{8} = 19.3 \text{ KN m}$$

✓ calcul des moments sur appuis :

$$M_1 = 0.3 M_{01} = 0.3 \times 13.94 = 4.18 \text{ KNm}$$

$$M_2 = 0.5 M_{02} = 0.5 \times 19.3 = 9.65 \text{ KNm}$$

$$M_3 = 0.4 M_{03} = 0.4 \times 19.3 = 7.72 \text{ KNm}$$

$$M_4 = 0.4 M_{03} = 0.4 \times 19.3 = 7.72 \text{ KNm}$$

$$M_5 = 0.5 M_{02} = 0.5 \times 19.3 = 9.65 \text{ KNm}$$

$$M_6 = 0.3 M_{01} = 0.3 \times 13.94 = 4.18 \text{ KNm}$$

✓ moments en travées :

$$\text{Travée 1.2 : } \begin{cases} M_t \geq -\frac{4.18+9.65}{2} + 1.14 * 13.94 = 8.98 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0.67 * 13.94 = 9.34 \text{ KNm} \end{cases}$$

Soit : $M_{1.2} = 9.34 \text{ KNm}$

$$\text{Travée 2.3 : } \begin{cases} M_t \geq -\frac{9.65+7.72}{2} + 1.14 * 19.3 = 13.36 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0.57 * 19.3 = 11.00 \text{ KNm} \end{cases}$$

Soit : $M_{2.3} = 13.36 \text{ KNm}$

$$\text{Travée 3.4 : } \begin{cases} M_t \geq -\frac{7.72+7.72}{2} + 1.14 * 19.3 = 14.28 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0.57 * 19.3 = 11.00 \text{ KNm} \end{cases}$$

Soit : $M_{3.4} = 14.28 \text{ KNm}$

$$\text{Travée 4.5 : } \begin{cases} M_t \geq -\frac{7.72+9.65}{2} + 1.14 * 19.3 = 13.36 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0.57 * 19.3 = 11.00 \text{ KNm} \end{cases}$$

Soit : $M_{4.5} = 13.36 \text{ KNm}$

$$\text{Travée 5.6 : } \begin{cases} M_t \geq -\frac{9.65+4.18}{2} + 1.14 * 13.94 = 8.98 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0.67 * 13.94 = 9.34 \text{ KNm} \end{cases}$$

Soit : $M_{5.6} = 9.34 \text{ KNm}$

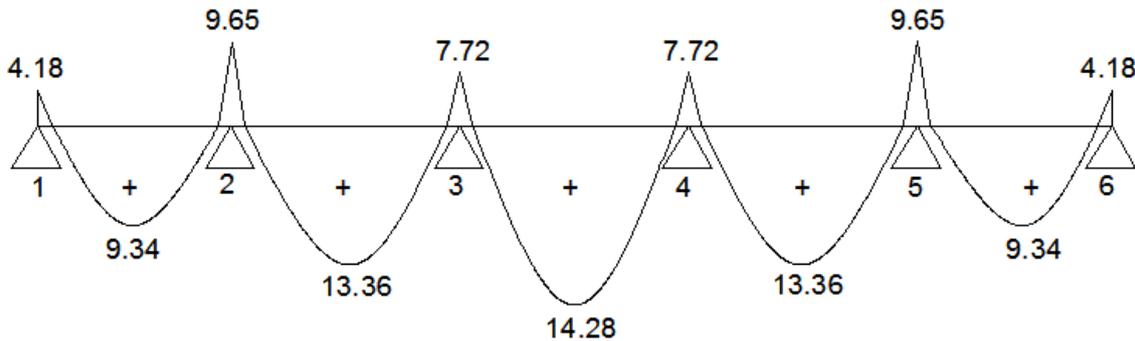


Figure III-2-4: Diagramme des moments fléchissant à l' ELU en KN.m

▪ **calcul des efforts tranchants :**

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante :

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

Avec : $\theta(x = 0) = \frac{qu \ xL}{2}$ et $\theta(x = L) = -\frac{qu \ xL}{2}$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_w = \frac{qu \ xL}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \\ T_e = -\frac{qu \ xL}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \end{cases}$$

$T(x)$: effort tranchant sur appui ;

$\theta(x)$: effort tranchant de la travée isostatique ;

M_i et M_{i+1} : moment sur appuis $i, i+1$ respectivement en valeur algébrique ;

T_w : effort tranchant sur appui gauche de la travée ;

T_e : effort tranchant sur appui droit de la travée ;

L : longueur de la travée.

Application :

$$\text{Travée (1.2)} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = \frac{9.65 \times 3.4}{2} + \frac{-9.65 + 4.18}{3.4} = 14.80 \text{ KN} \\ T_2 = -\frac{9.65 \times 3.4}{2} + \frac{-9.65 + 4.18}{3.4} = -18.01 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (2.3)} \Rightarrow \begin{cases} T_2 = \frac{9.65 \times 4}{2} + \frac{-7.72 + 9.65}{4} = 19.78 \text{ KN} \\ T_3 = -\frac{9.65 \times 4}{2} + \frac{-7.72 + 9.65}{4} = -18.82 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (3.4)} \Rightarrow \begin{cases} T_3 = \frac{9.65 \times 4}{2} + \frac{-7.72 + 7.72}{4} = 19.3 \text{ KN} \\ T_4 = -\frac{9.65 \times 4}{2} + \frac{-7.72 + 7.72}{4} = -19.3 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (4.5)} \Rightarrow \begin{cases} T_4 = \frac{9.65 \times 4}{2} + \frac{-9.65 + 7.72}{3.4} = 18.82 \text{ KN} \\ T_5 = -\frac{9.65 \times 4}{2} + \frac{-9.65 + 7.72}{3.4} = -19.78 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (5.6)} \Rightarrow \begin{cases} T_5 = \frac{9.65 \times 3.4}{2} + \frac{-4.18 + 9.65}{3.4} = 18.01 \text{ KN} \\ T_6 = -\frac{9.65 \times 3.4}{2} + \frac{-4.18 + 9.65}{3.4} = -14.80 \text{ KN} \end{cases}$$

Le diagramme des efforts tranchants sera représenté comme suite :

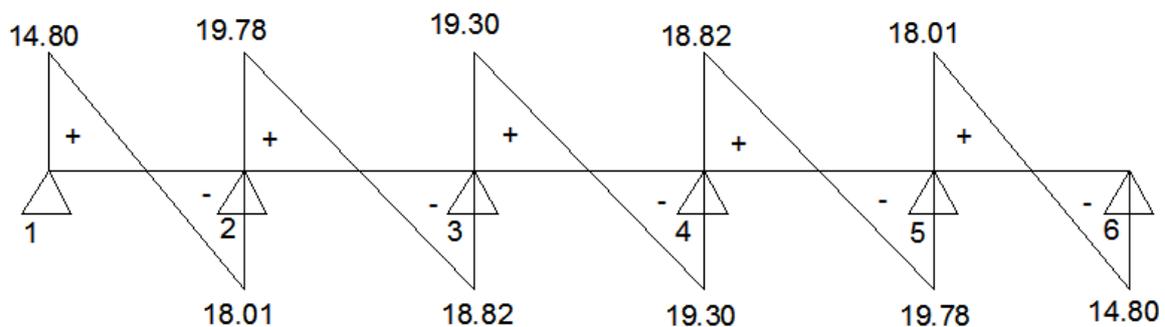
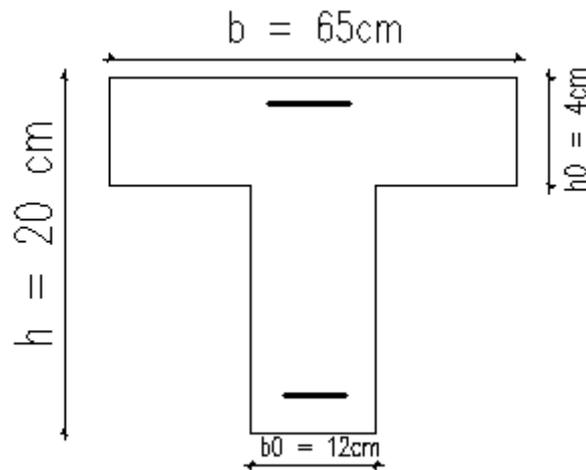


Figure III-2-5: Diagramme des efforts tranchants à l' ELU en KN

III-2-3 Ferrailage De La Poutrelle à L'ELU :

Le ferrailage se fera en considérant le moment maximal :

- ✓ en travée : $M_t^{max} = 14.28 \text{ KNm}$
- ✓ sur appui : $M_{ap}^{max} = 9.65 \text{ KNm}$

**a. en travée :**

- On parle d'abord le moment équilibré par la dalle de compression

$$M_0 = b h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu} = 0.65 \times 0.04 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) 14.2 \times 10^{-3} = 59.07 \text{ KNm}$$

$$M_0 = 59.07 \text{ KNm}$$

$M_t^{max} = 14.28 \text{ KNm} \Rightarrow M_0 \geq M_t^{max} \Rightarrow$ L'axe neutre se situ dans la table de compression, la section en Té à calculer sera donc considéré comme une section rectangulaire de dimension $(bxh) = (65 \times 20) \text{ cm}$.

- calcul de μ_u :

$$\mu_u = \frac{M_t^{max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{14.28}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.044 \Rightarrow \beta = 0.978$$

$$\mu_u = 0.44 < \mu_{i=0.392} \Rightarrow \text{la section est simplement armée}$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{14.28}{0.978 \times 0.18 \times 348 \times 10^3} = 2.33 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.33 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 2 \text{ HA } 10 + 1 \text{ HA } 12 = 2.70 \text{ cm}^2$$

b. aux appuis : puisque le béton tendu est négligeable, on fera nos calcul pour une section rectangulaire de section $(bxh) = (12 \times 20)$ cm.

$$\mu_u = \frac{M_{ap}^{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.65}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} \cong 0.18 \Rightarrow \beta = 0.991$$

$$\mu_u = 0.18 < \mu_i = 0.392 \Rightarrow \text{la section est simplement armée}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ap}^{max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9.65}{0.991 \times 0.18 \times 348 \times 10^3} = 1.55 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.55 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{sap} = 1 \text{ HA } 10 + 1 \text{ HA } 12 = 1.92 \text{ cm}^2$$

III-2-4 vérification à l'ELU :

➤ **vérification de la condition de non fragilité du béton (Art A.4.2.1/ BAEL91 modifié 99).**

• **Aux appuis :**

$$\rho \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e}, \rho = \frac{A_s}{bd}$$

$$\text{On aura: } A_{min} \geq \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_{sap} = 1.92 \text{ cm}^2 \\ A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_{min} < A_s \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **En travées :**

$$A_{min} \geq \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_{st} = 2.70 \text{ cm}^2 \\ A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_{min} < A_s \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **vérification de l'effort tranchant (Art A.5.1.1/ BAEL91 modifié 99).**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{19.78 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.92 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right\} \text{MPa} \Leftrightarrow \min \left\{ 0.2 \frac{25}{1.5} ; 5 \right\} \text{MPa} \Leftrightarrow \min \{ 3.33 ; 5 \} \text{MPa}$$

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

- **vérification de la contrainte d'adhérences et d'entrainement (Art A.6.1.3/ BAEL91 modifié 99).**

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum \mu_i} ; \text{ avec: } \mu_i \text{ le périmètre des barrees}$$

$$\mu_i = n \times 2 \pi R = 100.5 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{19.78 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 100.5} = 1.21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} ; \text{ avec } \Psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers HA}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_{se} = 1.21 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL91 modifié 99).**

Le diamètre des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b_0}{10} \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35} ; 1.2 ; \frac{12}{10} \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \min \{ 0.57 ; 1.2 ; 1.2 \} = 0.57 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } \phi_t = 6 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 2\phi_6 = 0.56 \text{ cm}^2.$$

- **espacement des armatures (Art A.5.1.22/ BAEL91 modifié 99).**

L'espacement des armatures transversales est au plus égale au plus bas des espacements suivant :

$$S_t \leq \min \{ S_{t1} ; S_{t2} \}$$

$$S_{t1} = \min \{ 0.9 d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 0.9 \times 18 ; 40 \text{ cm} \} = 16.2 \text{ cm}$$

$$S_{t2} = \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{0.56 \times 400}{0.4 \times 12} = 46.67 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \{ 16.2 \text{ cm} ; 46.67 \text{ cm} \} = 16.2 \text{ cm}$$

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

III-2-5 vérification à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leurs sont associées sont :

- état limite de résistance de béton à la compression ;
- état limite de déformation ;
- état limite de l'ouverture des fissures.

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

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{6.79}{9.65} = 0.70$$

➤ **diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants**

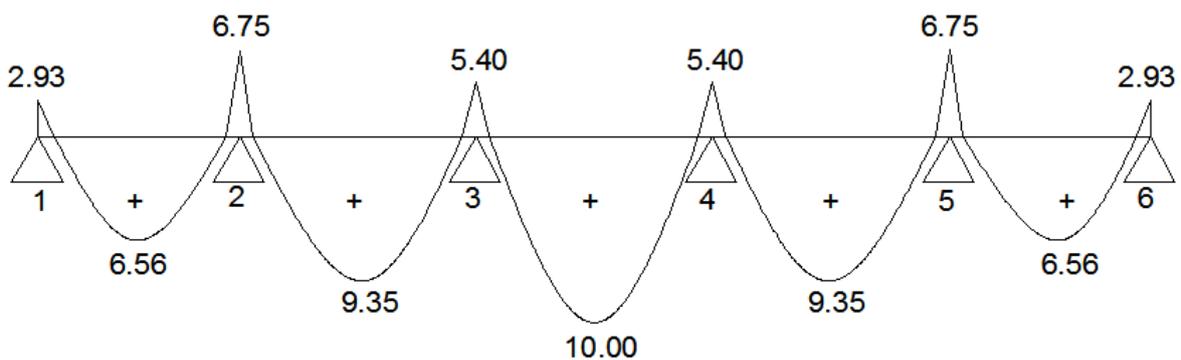


Figure III-2-6: Diagramme des moments fléchissant à l' ELS en KN.m

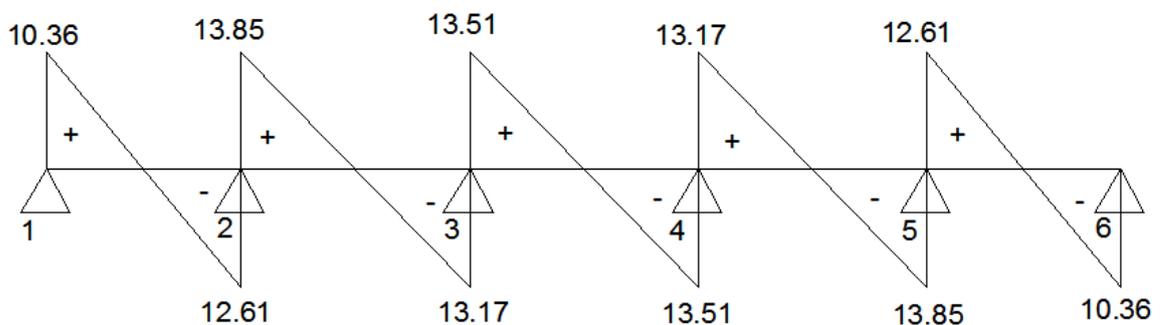


Figure III-2-7: Diagramme des efforts tranchants à l' ELS en KN

❖ **vérification de la résistance du béton à la compression :**

Il ya lieu de vérifier si : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ (voir chapitre 1) ;

et : $\sigma_{bc} = \sigma_s / K_1$ avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_s}$ (contrainte de traction des aciers)

β et K_1 sont en fonction de ρ_1 avec : $\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d}$

➤ **sur appuis :**

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 1.92}{12 \times 18} = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.867 \\ K_1 = 22.59 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta x d \times A_s} = \frac{6.75 \times 10^6}{0.867 \times 180 \times 1.92 \times 10^2} = 225.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{225.27}{22.59} = 9.97 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 9.97 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **en travées :**

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.70}{12 \times 18} = 1.25 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.849 \\ K_1 = 18.11 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta x d \times A_s} = \frac{10 \times 10^6}{0.849 \times 180 \times 2.7 \times 10^2} = 242.357 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{242.357}{18.11} = 13.38 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 13.38 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ **état limite de déformation (Art A.5.1.22/ BAEL91 modifié 99):**

Les règles de BAEL91 précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour des poutres associées à des ourdis lorsque les conditions suivantes sont satisfaites

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

or: $\frac{h}{L} = \frac{20}{370} = 0.054 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow$ condition non vérifiée

Donc ; le calcul de la flèche est indispensable.

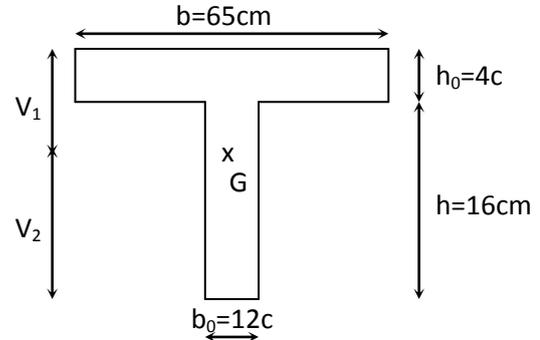
Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91)

$$f_v = \frac{M_t L^2}{10E_v I_{fv}}$$

Aire de la section homogénéisée :

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

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2.70 = 492.5 \text{ cm}^2$$



Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S/_{xx} = \frac{boh^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15A_t \cdot d$$

$$S/_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.70 \times 18 = 3553 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{3553}{492.5} = 7.21 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.21 = 12.79 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15A(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.21^3 + 12.79^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7.21 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2.70 (12.79 - 2)^2$$

$$I_0 = 20620.58 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 d} = \frac{2.70}{12 \times 18} = 0.0125$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho (2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.0125 \times (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 1.3$$

$$\mu = \max(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}; 0) = \max(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0125 \times 242.357 + 2.1}; 0) = 0.74$$

$$I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1+\lambda_v\mu} = \frac{1.1 \times 20620.58}{1+1.3 \times 0.74} = 11560.98 \text{cm}^4$$

$$f_v = \frac{10 \times (3,70)^2}{10 \times 10818.87 \times 10^3 \times 11560.98 \times 10^{-8}} = 0.001 \text{m} = 1 \text{mm} < \frac{L}{500} = \frac{3700}{500} = 7.4 \text{mm} .$$

La flèche est vérifiée.

❖ **vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

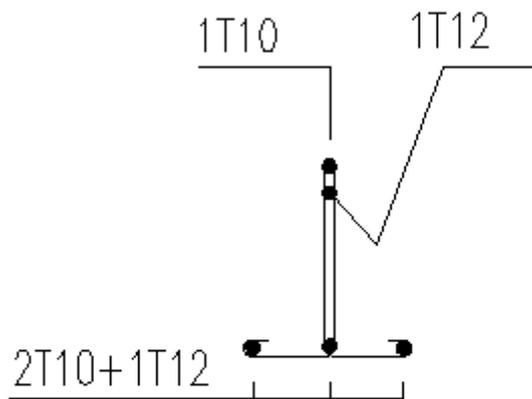


Figure III-2-8: plan de ferrailage de poutelle

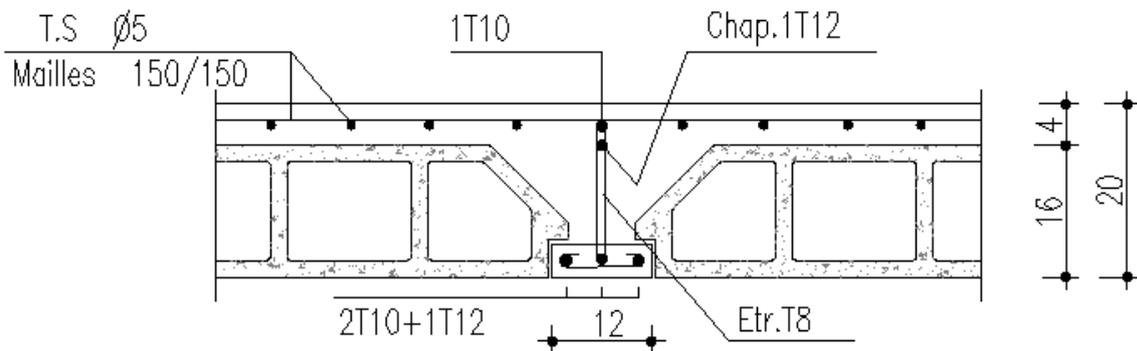


Figure III-2-9: plan de ferrailage du plancher en corps creux

III-3- Les Balcons :

Le bâtiment est constitué de deux types de balcons ; le premier est en corps creux (16+4) coulé sur place muni d'une poutre de chaînage et le second est en dalle pleine.

III-3- 1-Etude De La Dalle Pleine :

Le balcon est calculé telle une console encastrée au niveau de la poutre de rive. Soumis à des charges permanentes G , au poids du garde de corps ainsi qu'aux charges d'exploitations ; ils sont constitués de dalle pleine et sont dimensionner comme suit :

- largeur $L = 1.35$ m ;
- longueur $l = 3.30$ m ;
- un garde de corps de hauteur $h = 1$ m en brique pleine de 10.5 cm d'épaisseur.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1 m de largeur dont la section est soumise à la flexion simple. Le schéma statique est comme suit :

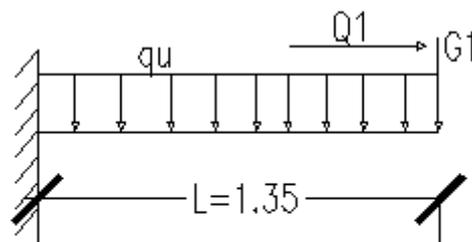


Figure III-3-1: schéma statique du balcon

III-3- 1-1-Dimensionnement :

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L}{10} ; \quad \text{avec } L : \text{ largeur du balcon}$$

$$e \geq \frac{135}{10} = 13.5 \text{ cm} \quad \text{on prend: } e = 15 \text{ cm}$$

III-3- 1-2-Détermination Des Sollicitations :**a. charges permanentes :**

Charges permanentes uniformes	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids(KN)
Revêtements en carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	22	0,02	0,44
Couche de sable	18	0,02	0,36
Enduit de mortier de ciment	18	0,02	0,36
La dalle pleine	25	0,15	3,75
Poids total			G=5,35

Tableau III-3-1 : Les charges permanentes revenant au balcon.**b. charge concentrée du garde corps :**

Charges permanentes concentrées poids du corps creux	Masse volumique (KN)	Epaisseur (m)	Poids (KN)
Murs en briques creuses	9	0,01	0,9
Enduit en mortier de ciment	18	2×0,02	0,72
Poids total			G1= 1,62

Tableau III-3-2 : Les charges concentrées revenant au balcon**c. surcharge d'exploitation:**

Q= 3.5 KN/ml (DTR B.C.2.2) (surcharges du balcon) ;

d. Combinaisons de charges :

➤ à l'ELU :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

Dalle: $q_{u1} = (1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 3.5) = 12.47 \text{ KN/ml}$

Garde de corps: $q_{u2} = 1.35 \times 1.62 = 2.19 \text{ KN/ml}$

➤ à l'ELS :

$$q_s = G + Q$$

Dalle: $q_{s1} = (5.35 + 3.5) = 8.85 \text{ KN/ml}$

Garde de corps: $q_{s2} = 1.62 = 1.62 \text{ KN/ml}$

III-3-1- 3-calcul à l'ELU :

- le moment provoqué par la charge q_{u1} est :

$$M_{qu1} = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{12.47 \times 1.35^2}{2} = 11.36 \text{ KNm}$$

- le moment provoqué par la charge q_{u2} est :

$$M_{qu2} = q_{u2} \times l = 2.19 \times 1.35 = 2.96 \text{ KNm}$$

⇒ le moment total est : $M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = 11.36 + 2.96 = 14.32 \text{ KNm}$

III-3-1- 4-ferraillage :

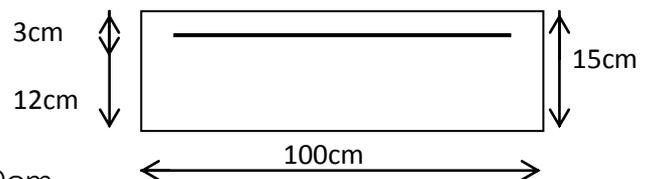
- armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14.32 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.070 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{la section est simplement armée}$$

$$\mu = 0.07 \Rightarrow \beta = 0.964$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \times \sigma_{st}} = \frac{14.32 \times 10^3}{0.964 \times 12 \times 348} = 3.56 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12 = 5.65 cm² Avec : St = 100/5 = 20cm



- armatures de répartition :

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

Soit : 4HA8 = 2,01 cm² avec un espacement : St = 25 c

III-3-1-5-vérification à l'ELU :

- **vérification de la condition de non fragilité (Art 4.21/BAEL 91) :**

$$A_{\min} = \frac{0.23bdft_{28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 12 \times 2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 5,65 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la condition de l'adhérence des barres (Art 6.13/BAEL 91) :**

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d\Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec :} \quad \begin{aligned} \bar{\tau}_{se} &= \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3.15 \text{ MPa} \\ \Sigma u_i &= 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18,84 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = q_{u1} l + q_{u2} = 12.47 \times 1.35 + 2,19 = 19.02 \text{ KN.}$$

$$\tau_{se} = \frac{19.02 \times 10}{0.9 \times 12 \times 18,84} = 0.93 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **vérification au cisaillement (Art 5.2.2/BAEL 91) :**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec } \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa (fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{19.02 \cdot 10}{100 \times 12} = 0.158 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement => Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de l'écartement des barres :**

Armatures principales : $S_i = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

Armatures secondaires : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

III-3-1-6-calcul à l'ELS :

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

➤ **calcul des moments :**

$$M_s = M_{qs1} + M_{qs2} = \left(\frac{q_{s1} \times l^2}{2} + q_{s2} \times l \right) = \left(\frac{8.85 \times 1.35^2}{2} + 1.62 \times 1.35 \right) = 10.25 \text{ KNm}$$

$$M_s = 10.25 \text{ KN m}$$

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

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

Etat limite de compression de béton :(Art A 4.5.2 du BAEL) :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans le béton si les conditions suivantes sont satisfaites :

-La section est rectangulaire.

- La nuance des aciers est FeE400.

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Pour une section rectangulaire $b = 100 \text{ cm}$; $e = 20 \text{ cm}$, armée par des aciers de nuance FeE 400 soit à vérifier α .

$$\gamma = \frac{14.32}{10.25} = 1.4$$

$$\mu = 0.07 \Rightarrow \alpha = 0.0907 < \frac{1.4 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée. Donc le calcul}$$

de σ_{bc} n'est pas nécessaire.

➤ **Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \{ 266,66, 201,63 \} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = M_s / \beta_1 \cdot d \cdot A_s$$

Valeur de β_1 :

$$\text{On a } \rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 12} = 0,47 \Rightarrow \beta_1 = 0,896$$

Alors :

$$\sigma_{st} = 10,25 \cdot 10^6 / 0,896 \cdot 120 \cdot 5,65 \cdot 10^2 = 168,73 \text{ Mpa.}$$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow$ La section est vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.

➤ **Vérification de la flèche :**

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{135} = 0,11 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 M_0} \Rightarrow \frac{15}{135} = 0,11 > \frac{17,25}{10 \times 17,25} = 0,1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$3) \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{5,65}{100 \times 12} = 0,0047 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

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

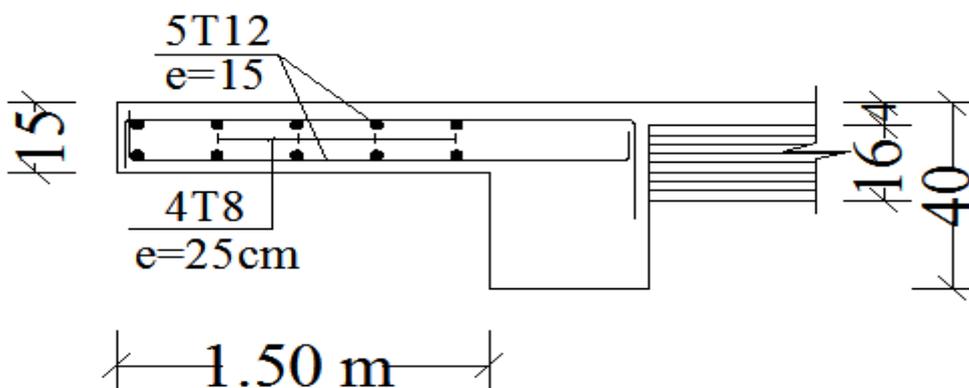


Figure III-3-2 : Ferrailage du balcon reposant sur deux appuis

III-3- 2-Etude De La Poutre De Chainage :

C'est une poutre qui se pose sur deux appuis semi encastrés à ses extrémités, elle supporte en plus de son poids propre celui de la cloison extérieur

III-3- 2-1-Dimensionnement :

Le dimensionnement de la poutre se fait avec la formule suivante :

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

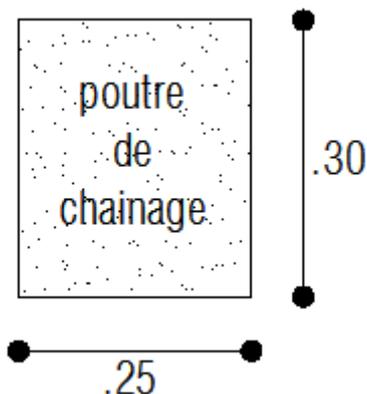
$$\text{La largeur: } 0.4h \leq b \leq 0.7h$$

Avec : L : la longueur libre dans le sens considéré

$$L = 400 - 30 = 370 \text{ cm}$$

$$\frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10} \Rightarrow 24.67 \leq h \leq 37.00 \Rightarrow \text{on opte pour une hauteur de } h = 30 \text{ cm}$$

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \Rightarrow 12 \leq b \leq 21 \Rightarrow \text{on opte pour une largeur de } b = 25 \text{ cm}$$

**III-3- 2-2-Détermination Des Sollicitations :****a. charges permanentes :**

- poids propre de la poutre : $0.25 \times 0.30 \times 25 = 1.875 \text{ KN/ml}$
- poids du mur (double cloison) : $3.7 \times 2.94 = 10.88 \text{ KN/ml}$
- poids du plancher : $5.45 \times 0.65/2 = 1.77$

$$G_i = 14.53 \text{ KN/ml}$$

b. surcharge d'exploitation:

$$Q = 3.5 \times 0.65/2 = 1.14 \text{ KN/ml}$$

c. Combinaisons de charges :

➤ à l'ELU :

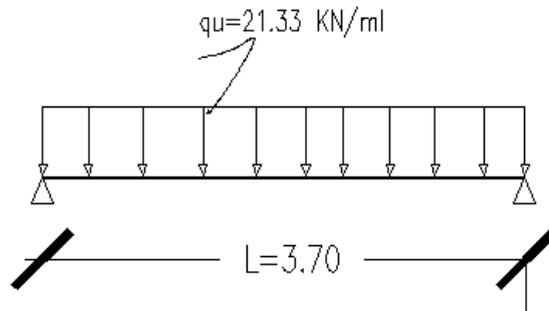
$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow q_u = 21.33 \text{ KN/ml}$$

➤ à l'ELS :

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 15.67 \text{ KN/ml}$$

III-3-2- 3-calcul à l'ELU :

On considère que la poutre est simplement appuyée



- **calcul des moments :**

Pour le calcul des moments dans des poutres semis encastrés ; on tiendra compte des coefficients d'ajustement.

- en travées : $M_t = 0.85x \frac{21.33x3.70^2}{8} = 31.03 \text{ KNm}$

- aux appuis : $M_{ap} = 0.3x \frac{21.33x3.70^2}{8} = 10.95 \text{ KNm}$

- **les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = 21.33 \frac{3.7}{2} = 39.46 \text{ KN}$$

III-3-2- 4-ferraillage :

- **en travées :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{31.03x10^3}{25x27^2 x 14.2} = 0.12 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{la section est simplement armée}$$

$$\mu = 0.12 \Rightarrow \beta = 0.936$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d x \sigma_{st}} = \frac{31.03x10^3}{0.936 x 27 x 348} = 3.53 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA14 = 4.62 cm²

- aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{ap}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.95 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.042 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{la section est simplement armée}$$

$$\mu = 0.042 \Rightarrow \beta = 0.979$$

$$A_{ap} = \frac{M_{ap}}{\beta d x \sigma_{st}} = \frac{10.95 \times 10^3}{0.979 \times 27 \times 348} = 1.19 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

III-3-2-5-vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 27 \times 2.1}{400} = 0.82 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.82 \text{ cm}^2 < A_t = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.82 \text{ cm}^2 < A_{ap} = 3.39 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

- **Vérification de la condition de l'adhérence des barres:**

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec :} \quad \begin{aligned} \bar{\tau}_{se} &= \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \\ \Sigma u_i &= 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11.30 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Calcul de l'effort tranchant :

$$\tau_{se} = \frac{39.46 \times 10}{0.9 \times 27 \times 11.30} = 1.44 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **vérification au cisaillement (Art 5.2.2/BAEL 91) :**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec } \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa (fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{39.46 \cdot 10}{25 \times 27} = 0.06 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement => Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

1. Dans le béton : (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 313)

$$\frac{2 T_u}{b \times 0.9d} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow T_u = 39.46 \leq 0.4b \times 0.9d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 405 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2. Sur les aciers : (BAEL 91 modifié 99/Art A.5.1, 321)

$$A_{ap} = 3.39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(39.46 + \frac{-10.95}{0.9 \times 0.27} \right) \leq 0 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc l'effort tranchant V_u n'a pas d'influence sur les armatures.

➤ **calcul des armatures transversales :**

Le diamètre :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; 1.2 \right\} = \min \{ 0.85 ; 2.5 ; 1.2 \} \Rightarrow \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$A_t = 2\phi 8 = 1.00 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min \{ 0.9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 24.3 ; 40 \text{ cm} \} \Rightarrow \text{soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

La section d'armature transversale doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} > 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{1 \times 400}{25 \times 20} = 0.8 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Espacement des barres : d'après le RPA 99/2003, l'espacement doit vérifier :

- **sur appuis :**

$$e \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi \right\} = \min \{ 7.5 ; 12 \} \Rightarrow \text{soit } e = S_t = 7 \text{ cm}$$

- **en travées :**

$$e \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} \Rightarrow \text{soit } e = S_t = 15 \text{ cm}$$

III-3-2-6-vérification à l'ELS :

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 15.67 \text{ KN/ml}$$

➤ **calcul des moments :**

$$M_0 = q_s \frac{l^2}{8} = 15.67 \frac{3.7^2}{8} = 26.82 \text{ KN.ml}$$

En tenant compte du semi encastrement :

$$M_{ap} = 0.3 \times 26.82 = 8.05 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times 26.82 = 22.80 \text{ KN.m}$$

➤ **réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_s L}{2} = 15.67 \frac{3.7}{2} = 29.00 \text{ KN}$$

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_{st}}$$

$$\rho = \frac{100 A_{st}}{bd}$$

• **sur appuis :**

$$\rho = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 27} = 0.502 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.893 \\ K_1 = 31.95 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{8.05 \times 10^6}{0.893 \times 270 \times 3.39 \times 10^2} = 98.50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{98.50}{31.95} = 3.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.08 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

• **en travées :**

$$\rho = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 27} = 0.70 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.878 \\ K_1 = 25.98 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{22.80 \times 10^6}{0.878 \times 270 \times 4.62 \times 10^2} = 208.18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{208.18}{25.98} = 8.01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.01 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \{ 266,66, 201,63 \} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 98,50 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow$ La section est vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.

➤ **Vérification de la flèche :**

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

$$4) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{370} = 0,08 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$5) \frac{h}{L} \geq \frac{Ms}{10M0} \Rightarrow \frac{30}{370} = 0,08 > \frac{22,80}{10 \times 26,82} = 0,08 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$6) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,62}{27,25} = 0,0068 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

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

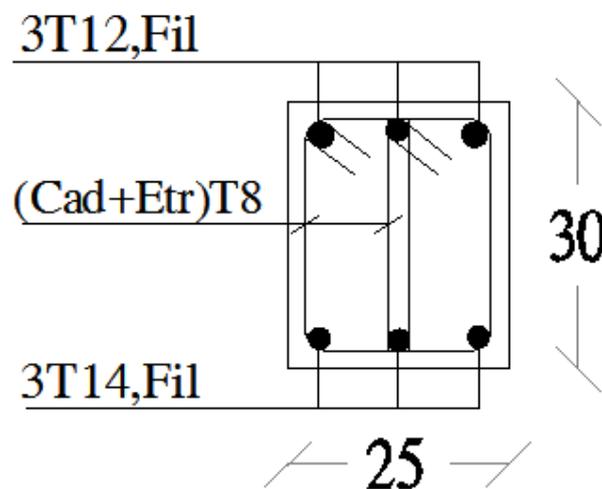


Figure III-3-3 : Ferrailage de la poutre de chaînage

III-4- La Dalle Pleine De La Salle Machine :

Notre immeuble comporte d'une cage d'ascenseur munie d'une dalle pleine de dimensions (1.10×1.15) m² reposant sur quatre (04) cotés.

La charge totale transmise par le système de levage avec la cabine chargée est de 9 tonnes. la vitesse d'entraînement V= 1m/s.

III-4-1 calcul de la dalle pleine de la salle machine :

En plus de son poids propre ; la dalle est soumise à une charge localisées. Son calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

L'épaisseur de la dalle est de 15cm (voir chapitre II)

III-4-1-1-dimensionnement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.10}{1.15} = 0.96 \\ 0.4 \leq \rho = 0.96 \leq 1 \end{array} \right. \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} U = U_0 + 2 \left(\frac{h_0}{2} + \xi e \right) \\ V = V_0 + 2 \left(\frac{h_0}{2} + \xi e \right) \end{array} \right.$$

Avec

- h₀: épaisseur de la dalle (h₀=15cm)

- e : épaisseur du revêtement (e = 5 cm)

-Le coefficient ξ dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton : $\rightarrow \xi = 1.0$

-(U xV): surface d'impact au niveau du feuillet moyen

-(U₀ x V₀): coté du rectangle dans le quel la charge est centrée (u₀=v₀= 80 cm)

$$U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.}$$

$$V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.}$$

III-4-1-2-détermination des sollicitations :

- **A l'ELU** : q_u = 1.35 G + 1.5Q

$$P_u = 1.35 P$$

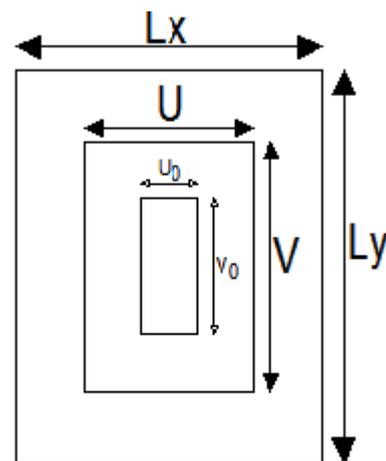


Figure III-4-1: schéma de la salle machine

Avec :

$$G = 25 \times 0.15 + 22 \times 0.05 = 4.85 \text{ KN/m}^2 \text{ (poids propre de la dalle)}$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \text{ (surcharge d'exploitation)}$$

$$\Rightarrow q_u = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.05 \text{ KN/ml} \text{ (charge uniformément répartie sur une bande de 1m)}$$

$$P_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN} \text{ (charge concentrée dus au système de levage)}$$

A l'ELS :

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = P = 90 \text{ KN}$$

III-4-1-3-calcul des moments :

a. moment dû au système de levage

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau.

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u (M_1 + \nu M_2) \\ M_{y1} = P_u (M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

Avec : M_1 et M_2 : coefficients données par les tables de PIGEAUD en fonction de

(ρ_x et les rapports U/L_x et V/L_y)

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ \nu = 0.2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \rho = 0.96 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{105}{110} = 0.95 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{115} = 0.91 \end{cases} \Rightarrow \text{après interpolation:} \begin{cases} M_1 = 0.0485 \\ M_2 = 0.0365 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 121.5(0.0485 + 0) = 5.893 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 121.5(0.0365 + 0) = 4.435 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b. moment du poids propre de la dalle pleine :

$$\text{Dans le sens } L_x : M_{x2} = \mu_x q_u (L_x)^2$$

$$\text{Dans le sens } L_y : M_{y2} = \mu_y q_u (L_y)^2$$

$$\text{on a } \begin{cases} \rho = 0.96 \\ \nu = 0 \end{cases} \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \mu_x = 0.0401 \\ \mu_y = 0.911 \end{cases}$$

$$M_{x2} = 0.0401 \times 8.05(1.10)^2 = 0.39 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.911 \times 0.39 = 0.36 \text{ KN.m}$$

c. superposition des moments :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.893 + 0.39 = 6.28 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.435 + 0.36 = 5.04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

d. correction des moments :

- **en travées :**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85M_x = 0.85 \times 6.28 = \mathbf{5.34 \text{ KN.m}} \\ M_y^t = 0.85M_y = 0.85 \times 5.04 = \mathbf{4.28 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

- **sur appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = 0.3 M_x = 0.3 \times 6.28 = 1.9 \text{ KN.m}$$

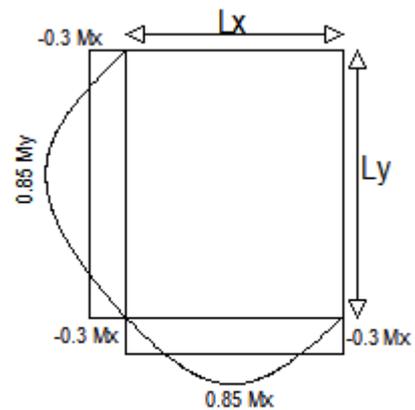


Figure III-4-2: les moment dans les deux sens Lx Ly

III-4-1-4- ferrailage :

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

❖ **sens x-x :**

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.9 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.010 \rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_{st}^a = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1.9 \times 10^3}{0.995 \times 12 \times 348} = 0.46 \text{ cm}^2$$

on opte pour : **A_{st}^a = 4 HA8/ml = 2.01 cm² avec St = 25 cm**

- **En travées :**

$$\mu = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5.34 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.026 \rightarrow \beta = 0.987$$

$$A_{st}^t = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5.34 \times 10^3}{0.987 \times 12 \times 348} = 1.30 \text{ cm}^2$$

on opte pour : **A_{st}^t = 4 HA10/ml = 3.14 cm² avec St = 25 cm**

❖ **sens y-y :**

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_y^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.9 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.010 \rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_{st}^a = \frac{M_y^a}{\beta d x \sigma_{st}} = \frac{1.9 \times 10^3}{0.995 \times 12 \times 348} = 0.46 \text{ cm}^2$$

on opte pour : $A_{st}^a = 4 \text{ HA8/ml} = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$

- **En travées :**

$$\mu = \frac{M_y^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4.28 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.020 \rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_{st}^t = \frac{M_y^t}{\beta d x \sigma_{st}} = \frac{4.28 \times 10^3}{0.990 \times 12 \times 348} = 1.03 \text{ cm}^2$$

on opte pour : $A_{st}^t = 4 \text{ HA10/ml} = 3.14 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$

III-4-1-5- vérification à l'ELU :

A- Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91) :

Les armatures tendue d'une section transversal soumise à la flexion doivent présenter une section minimum correspondent au taux d'armature suivant:

- **sens x-x :**

on à : $\omega_0 = 0.8 \times 10^{-3}$ pour les aciers de nuance feE400 ;

on à : ω : le pourcentage d'acier en travée dans le sens x-x

$$A_x^{min} = \omega_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) b \cdot h = 0.8 \cdot 10^{-3} \left(\frac{3 - 0.96}{2} \right) 100.15 = 1.22 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_x^{min} = 1.22 \text{ cm}^2 \\ A_x^a = 2.01 \text{ cm}^2 \\ A_x^t = 3.14 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_x > A_x^{min} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **sens y-y :**

$$A_y^{min} = \omega_0 b \cdot h = 0.8 \cdot 10^{-3} 100.15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_y^{min} = 1.2 \text{ cm}^2 \\ A_y^a = 2.01 \text{ cm}^2 \\ A_y^t = 3.14 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_y > A_y^{min} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Les conditions de non fragilité sont vérifiées dans les deux sens.

B- Diamètre minimal des barres : (art A-7.21 BAEL91) :

On doit vérifier que : $\phi_{max} \leq h_0/10 = 150/10 = 15 \text{ mm}$

$$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{max} = 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

C- Ecartement des barres :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

- ❖ Armatures //à $l_x : A_x // L_x : S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée
- ❖ Armatures //à $l_y : A_y // L_y : S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée

D- Condition de non poinçonnement :

On n'admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite :

$$Nu \leq 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 Art 5.2.42}).$$

Avec:

U_c : périmètre du contour de l'aire sur lequel agit la charge dans le plan du feuillet moyen.

$$\mu_c = 2(U+V) = 2(105+105) = 420 \text{ cm} = 4,20 \text{ m}.$$

N_u : charge de calcul à l'état limite ultime.

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ kn}.$$

$$N_u = 121,5 < 0,045 \times 0,15 \times 4,20 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 = \mathbf{472,5 \text{ KN}} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

E- Contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au milieu de } U \Rightarrow T_{\max} = \frac{Nu}{2U+V} = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 38,57 \text{ KN}.$$

$$\text{Au milieu de } V \Rightarrow T_{\max} = \frac{Nu}{3U} = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 38,57 \text{ KN}.$$

$$T_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = \frac{38,57}{1 \times 0,12} = 321,41 \text{ KN/m}^2 = 0,32 \text{ Mpa} < 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167 \text{ Mpa.} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III-4-1-6- vérification à l'ELS :**1. calcul des moments :****a. moment dû au système de levage :**

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau.

$$\begin{cases} M_{x1}^s = P_s (M_1 + vM_2) \\ M_{y1}^s = P_s (M_2 + vM_1) \end{cases}$$

Avec : $v = 0.2$ à L'ELS ; $M_1 = 0.0485$ et $M_2 = 0.0365$ KN.m et $P_s = 90$ KN

$$\begin{cases} M_{x1}^s = 90 (0.0485 + 0.2 \times 0.0365) = \mathbf{5.02 \text{ KN.m}} \\ M_{y1}^s = 90 (0.0365 + 0.2 \times 0.0485) = \mathbf{4.16 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

b. moment dû au poids propre de la dalle pleine :

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/ml}$$

Dans le sens L_x : $M_{x2}^s = \mu_x q_s (L_x)^2$

Dans le sens L_y : $M_{y2}^s = \mu_y M_{x2}^s$

on a $\begin{cases} \rho = 0.96 \\ v = 0.2 \end{cases} \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \mu_x = 0.0475 \\ \mu_y = 0.939 \end{cases}$

$$M_{x2}^s = 0.0475 \times 5.85 (1.10)^2 = 0.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2}^s = 0.939 \times 0.34 = 0.32 \text{ KN.m}$$

c. superposition des moments

$$\begin{cases} M_x^s = M_{x1}^s + M_{x2}^s = 5.02 + 0.34 = 5.36 \text{ KN.m} \\ M_y^s = M_{y1}^s + M_{y2}^s = 4.16 + 0.32 = 4.48 \text{ KN.m} \end{cases}$$

e. correction des moments :

• **en travées :**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 M_x^s = 0.85 \times 5.36 = \mathbf{4.56 \text{ KN.m}} \\ M_y^t = 0.85 M_y^s = 0.85 \times 4.48 = \mathbf{3.81 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

• **sur appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = 0.3 M_x^s = 0.3 \times 5.36 = 1.61 \text{ KN.m}$$

2. calcul des moments :

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

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

- la section est rectangulaire ;
- la nuance des aciers est de feE400 ;
- $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ avec $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

Sens x-x :

❖ *en travées*

$$\mu = \frac{M_{tx}^s}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4.56 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.022 \rightarrow \alpha = 0.0278$$

$$\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^s} = \frac{5.34}{4.56} = 1.17 \rightarrow \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.17 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.335$$

$$\alpha = 0.0278 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.335 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ *sur appuis*

$$\mu = \frac{M_{ax}^s}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.61 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.008 \rightarrow \alpha = 0.01$$

$$\gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^s} = \frac{1.9}{1.61} = 1.18 \rightarrow \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.18 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.34$$

$$\alpha = 0.01 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.34 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Sens y-y :

❖ *en travées*

$$\mu = \frac{M_{ty}^s}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.81 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.020 \rightarrow \alpha = 0.0252$$

$$\gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^s} = \frac{4.28}{3.81} = 1.12 \rightarrow \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.12 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.31$$

$$\alpha = 0.0252 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.31 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ *sur appuis*

$$\mu = \frac{M_{ay}^s}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.61 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.008 \rightarrow \alpha = 0.01$$

$$\gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^s} = \frac{1.9}{1.61} = 1.18 \rightarrow \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.18 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.34$$

$$\alpha = 0.01 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.34 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la contrainte de compression du béton n'est pas nécessaire.

➤ **Etat limite de fissuration :**

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

➤ Vérification au poinçonnement :

$$q_u \leq \frac{0,045 \cdot U_c \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$U_c = 2 \cdot (u + v) = 2 \times 2 \times 1,05 = 4,2m ; \text{ et}$$

$$q_u = 8,05 \text{ kN} \leq \frac{0,045 \times 4,2 \times 25 \cdot 10^3}{1,5} = 3150 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

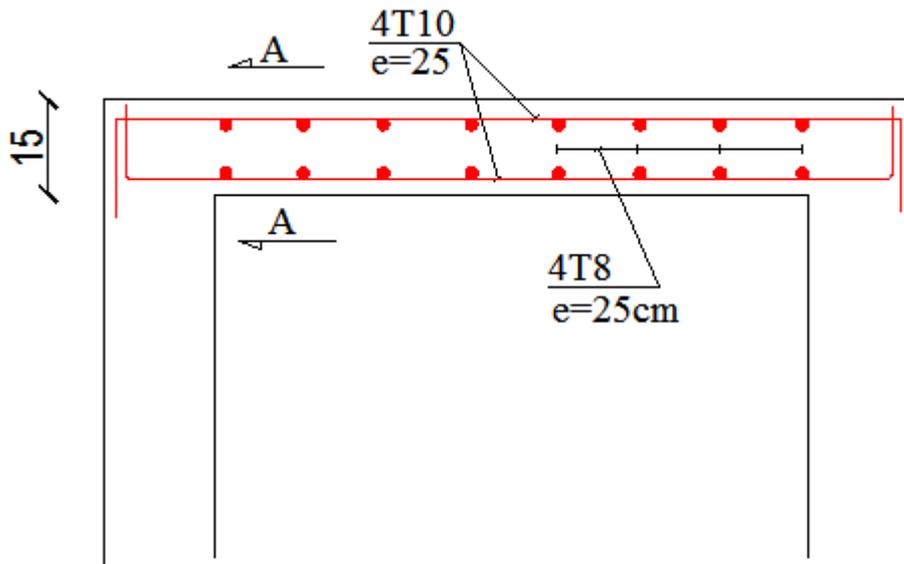


Figure III.4-3: Ferrailage de dalle de la salle machine

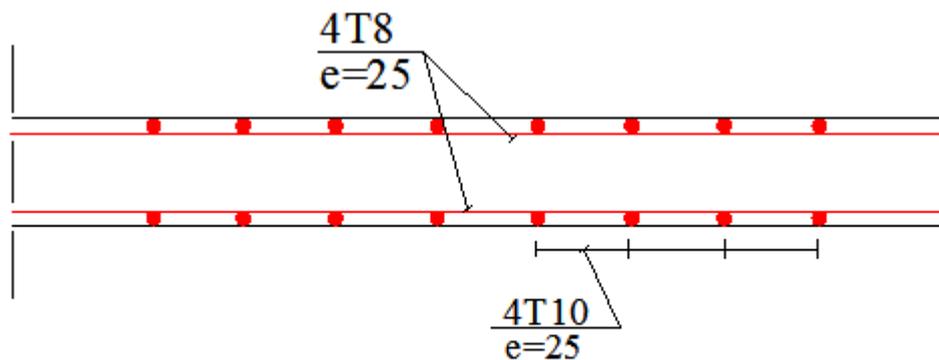


Figure III.4-4: Coupe A-A

III-5- Les Escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pieds entre les différents niveaux d'un bâtiment.

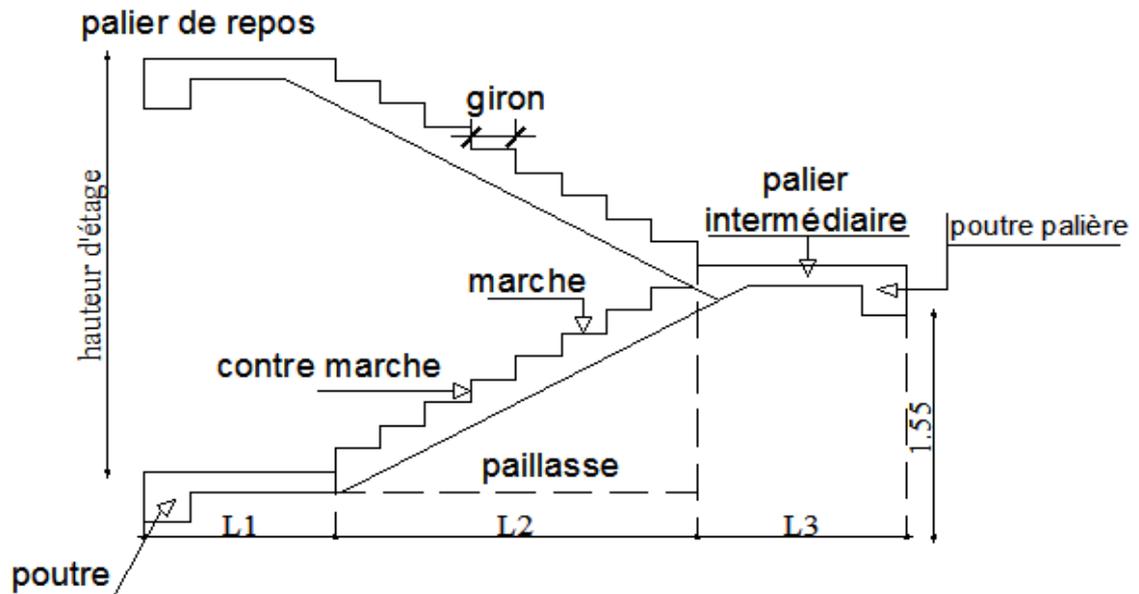
III-5-1- terminologie et définition :

Figure III-5-1: coupe verticale d'un escalier

- g : giron (largeur des marches)
- h : Hauteur des marches
- E : Emmarchement
- H : hauteur de la volée
- e_p : épaisseur de la paillasse et du palier
- L_1 : longueur du palier de départ
- L_2 : longueur projeté de la volée.
- L_3 : longueur du palier d'arrivée.

❖ notre structure est munie d'une cage d'escalier desservant la totalité des niveaux, ceux-ci seront réalisés en béton armé coulé sur place.

L'escalier de notre immeuble est de type balancé pour tous les niveaux ; il est composé de trois (03) volées droites et de deux courbes dites quartiers tournant son calcul s'effectuera comme suite :

III-5-2- dimensionnement :

Le dimensionnement des marches et contre marches sera déterminée à partir de la formule de BLONDEL qui donne la proportion agréable entre la hauteur (h) des

marches et la valeur du giron (g) par la formule suivante :

$$g+2h = 60 \text{ à } 66\text{cm.... (1)}$$

Cela afin d'assurer le confort et éviter la fatigue des usagers.

La condition est vérifiée en optant pour une hauteur des marches $h=17\text{cm}$ et un giron $g= 30 \text{ cm}$.

❖ **Calcul du nombre de contre marches et de marches :**

Soit n le nombre de contre marches, et m le nombre de marches.

$$H_{\text{Tot}}=306\text{cm} \quad ; \quad h=17\text{cm} \quad ; \quad \text{donc} \quad : \quad n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} \rightarrow \mathbf{n=18 \text{ contre marches.}}$$

Les 18 marches seront réparties de la manière suivante :

- **Volée 1 et 3 :** $n= 5$ contre marches ; **Donc :** $m=n-1 = 4$ marches.
- **Volée 2 :** $n= 4$ contre marches ; **Donc :** $m=n-1 = 3$ marches.
- **quartiers tournants 1 et 2 :** $n= 4$ contre marches ; **Donc :** $m=n-1 = 3$ marches.

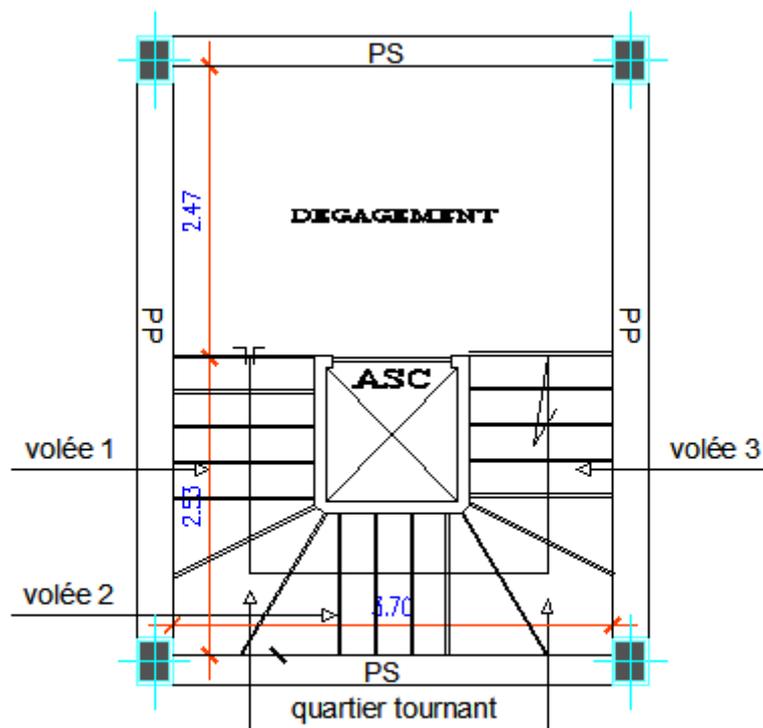


Figure III-5-2: Présentation schématique de la cage d'escalier

Comme les volées 1 et 3 sont identiques, nous aurons donc à étudier deux paillasse comme suite :

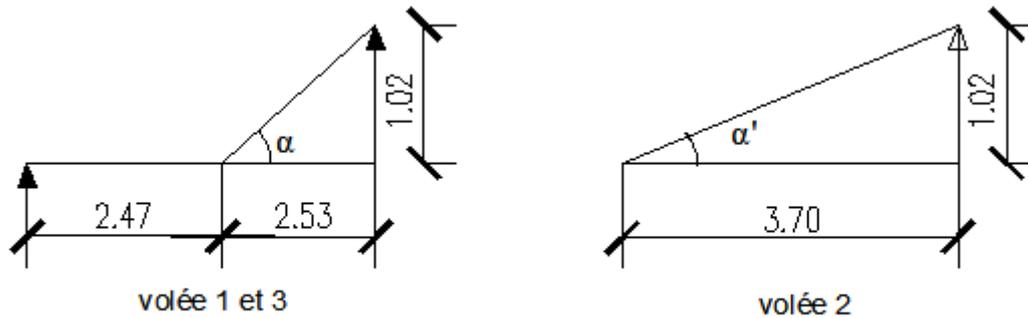


Figure III-5-3: schéma statique

❖ **détermination de l'épaisseur de la paillasse :**

La relation résultante des conditions de vérification de la flèche pour le pré dimensionnement de la paillasse de l'escalier est la suivante :

$$L / 30 \leq e_p \leq L / 20 \text{ [cm]}$$

L : longueur entre nus d'appuis, e_p : épaisseur de la paillasse

• **volée 1 et 3**

$$L = L_1 + \frac{L_2}{\cos \alpha}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{1.02}{2.53} = 0.40 \rightarrow \alpha \approx 22^\circ.$$

$$\text{Donc : } L = 2.47 + \frac{2.53}{\cos 22} = 5.2 \text{ m.}$$

$$520 / 30 \leq e_p \leq 520 / 20$$

$$\rightarrow 17.33 \leq e_p \leq 26$$

❖ **Conclusion :**

On opte pour une paillasse d'épaisseur $e_p = 20 \text{ cm}$.

• **volée 2**

$$L = \frac{L_1}{\cos \alpha}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{1.02}{3.70} = 0.27 \rightarrow \alpha = 15.41^\circ.$$

$$\text{Donc : } L = \frac{3.70}{\cos 15.41} = 3.84 \text{ m.}$$

$$384 / 30 \leq e_p \leq 384 / 20$$

$$\rightarrow 12.8 \leq e_p \leq 19.2$$

❖ **Conclusion :**

On opte pour une paillasse d'épaisseur $e_p = 15 \text{ cm}$.

Nous adopterons une épaisseur de paillasse identique pour toutes les volées et tout les niveaux qui est égale à $e_p = 20 \text{ cm}$.

❖ **détermination des charges et surcharges :**

Le calcul se fera pour 1ml d'embranchement et pour une bonde de 1m de projection horizontale. Ainsi, l'escalier est assimilé à une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

A) La volée :

- Poids des marches ($\rho = 25\text{KN/m}^3$)..... $25 \times 1 \times 0,17 / 2 = 2.125 \text{ KN / m}$.
 - Poids de la paillasse ($\rho = 25\text{KN/m}^3$)..... $\frac{25}{\cos 22} \times 0.20 = 5.39 \text{ KN/m}$.
 - Lit de sable ($\rho = 18\text{KN/m}^3 ; e=0,02$)..... $18 \times 1 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}$
 - Mortier de pose ($\rho = 22\text{KN/m}^3 ; e=0,02$) $22 \times 1 \times 0,02 = 0,44\text{KN/m}$
 - Carreaux Grés Céram (1cm; $\rho = 20\text{KN/m}^3$) $20 \times 0,01 = 0,20\text{KN/m}$
 - Poids du garde corps..... = $0,20 \text{ KN/m}$
 - Enduit de plâtre (2cm; $\rho = 10\text{KN/m}^3$) $10 \times 0,02 = 0,20\text{KN/m}$
- G=8.9KN/m**

B) Le palier :

- Poids propre du palier..... $0,20 \times 1 \times 25 = 5 \text{ KN/m}$
 - Poids total du revêtement..... $0.36+0.44+0.2+0.2=1.2\text{KN/m}$
- G=6.2 KN/m**

La surcharge d'exploitation est donné par le DTR, et elle est la même pour la volée et le palier ; **Q = 2,5 kN / m**.

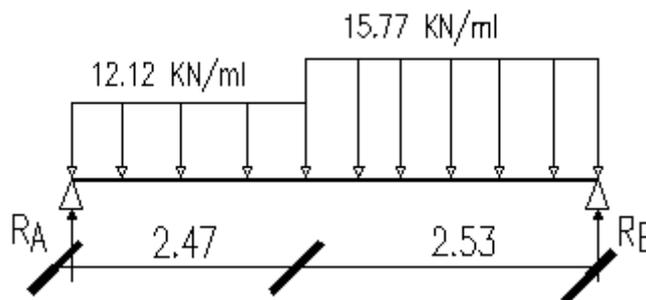
III-5-3- Calcul des efforts internes à l'ELU :

A) Combinaison de charges:

- **Volée :** $q_u^v = 1.35 \times 8.9 + 1.5 \times 2.5 = 15.77 \text{ KN/m}$.
- **Palier :** $q_u^p = 1.35 \times 6.2 + 1.5 \times 2.5 = 12.12 \text{ KN/m}$.

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastree aux appuis.

B) étude des paillasse 1 et 3 :



B-1) Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 12.12 \times 2.47 + 15.77 \times 2.53 = 69.83 \text{ KN.}$$

$$\sum M /_B = 0 \rightarrow -R_A \times 5 + 12.12 \times 2.47 \times (2.53 + 2.47/2) + 15.77 \times 2.53 \times (2.53/2) = 0$$

Donc: $R_A = 32.4 \text{ KN}$
 $R_B = 37.43 \text{ KN}.$

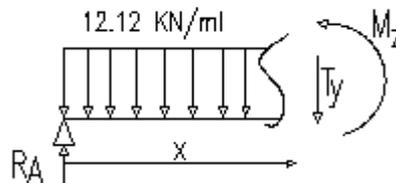
B-2) Calcul des efforts internes:

❖ **1^{er} tronçon :** $0 \leq x \leq 2.47\text{m}$

✓ **moments fléchissant**

$$\sum M /_s = 0 \quad M_z = -12.12 \frac{x^2}{2} + 32.4 x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=2.47 \rightarrow M_z = 43.06 \text{ KN.m}$



✓ **efforts tranchants**

$$T_y = -12.12 x + 32.4$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 32.4 \text{ KN}.$
- Pour $x=2.47 \rightarrow T_y = 2.46 \text{ KN}$

✓ **moment maximum**

$$T_y = 0 \rightarrow M_z = \text{max}$$

$$T_y = 0 \rightarrow x = 2.67$$

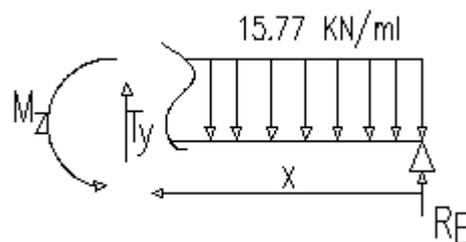
$$M_z(2.67) = 43.31$$

❖ **2^{eme} tronçon :** $0 \leq x \leq 2.53\text{m}$

✓ **moments fléchissant**

$$\sum M /_s = 0 \quad M_z = -15.77 \frac{x^2}{2} + 37.43 x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=2.53 \rightarrow M_z = 44.23 \text{ KN.m}$



✓ **efforts tranchants**

$$T_y = +15.77 x - 37.43$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = -37.43 \text{ KN}.$
- Pour $x=2.53 \rightarrow T_y = 2.47 \text{ KN}$

Note : afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on multiplie les valeurs de M_z^{max} par des coefficients de correction, on obtient ainsi:

$$M_z^{ap} = -0.3 \times 44.23 = -13.27 \text{ KN.m} \quad M_z^t = 0.85 \times 44.23 = 37.59 \text{ KN.m}$$

B-3) diagrammes efforts internes:

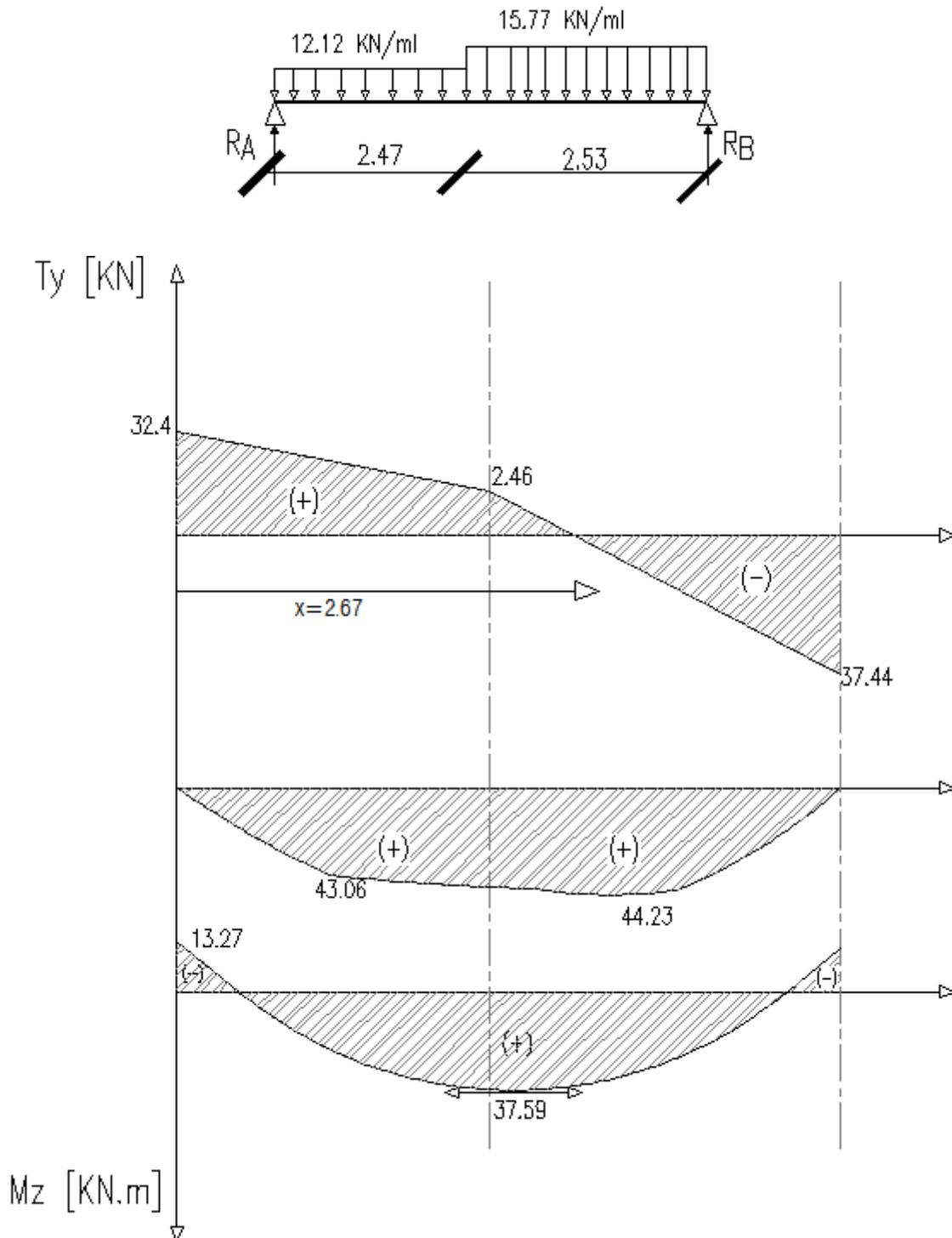
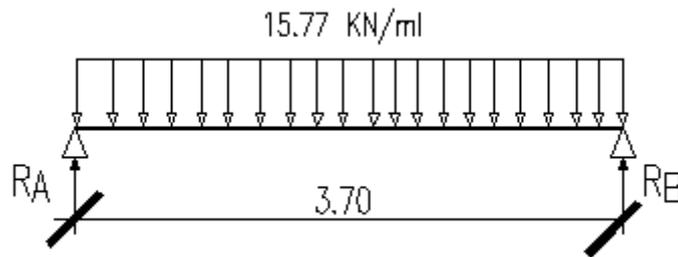


FIGURE III-5-4 : diagramme des efforts internes à l'ELU (paillasse 1&3)

C) Etude de paillasse 2:



C-1) Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{qL}{2} = \frac{15.77 \times 3.70}{2} = 29.17 \text{ KN}$$

C-2) Calcul des efforts internes:

❖ tronçon 1 : $0 \leq x \leq 3.70\text{m}$

✓ moments fléchissant

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m}$
- Pour $x=3.70 \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m}$
- M_z atteints sa valeur maximale à $x=3.70/2 = 1.85 \text{ m}$

$$M_z^{\max} = \frac{qL^2}{8} = \frac{15.77 \times 3.7^2}{8} = 26.98 \rightarrow M_z^{\max} = 26.98 \text{ KN.m}$$

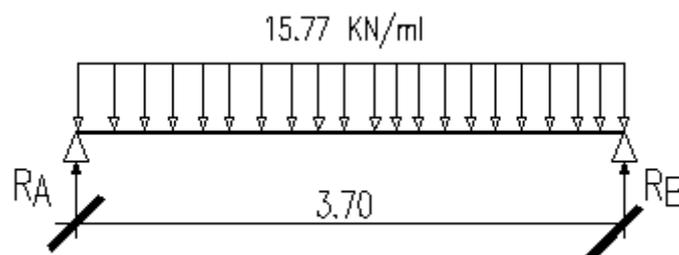
- Pour $x=0 \rightarrow T_y = -29.17 \text{ KN}$.
- Pour $x=3.70 \rightarrow T_y = 29.17 \text{ KN}$

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

$$M_{\alpha 2} = -0,3. M_z^{\max} = -0,3 \times 26.98 = -8.1 \text{ KN.m}$$

$$M_{i2} = 0,85. M_z^{\max} = 0,85 \times 26.98 = 22.93 \text{ KN.m}$$

C-3) diagrammes efforts internes:



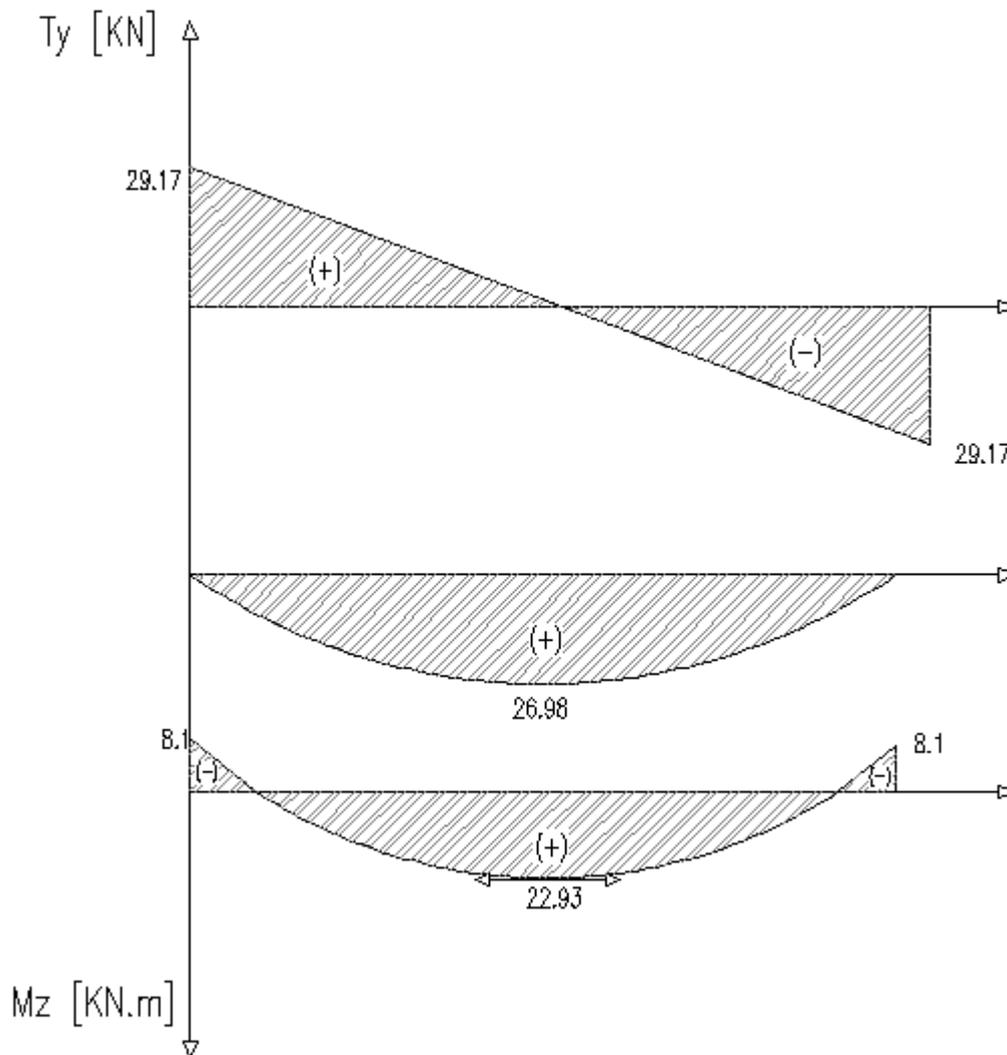


FIGURE III-5-5 : diagramme des efforts internes à l'ELU (paillasse 2)

III-5-4- ferrailage des paillasses 1 et 3 :

Le calcul se fera à en flexion simple pour une bande de largeur ($b=1m$) et d'épaisseur ($e_p=20cm$).

1- Armatures longitudinales :

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{37.59 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times (180)^2} = 0,082 \leq \mu_u = 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_u = 0,082 \Rightarrow \beta = 0,957$$

$$Ast_{1et3} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{37.59 \times 10^3}{348 \times 18 \times 0,957} = 6.27cm^2$$

On opte pour **6T12=6.78 cm²/ml ; Soit 1T12 tous les 15cm.**

2- Armatures de répartition :

$$A_{sr} \geq \frac{Ast_{1et3}}{4} = \frac{6.78}{4} = 1,70\text{cm}^2$$

On opte pour **6T10=4.71 cm²/ml ; Soit 1T10 tous les 15cm.**

III-5-5- Ferrailage de paillasse 2:

1- Armatures longitudinales :

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{22.93 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times (180)^2} = 0,05 \leq \mu_u = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,05 \Rightarrow \beta = 0,974$$

$$Ast_2 = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{22.93 \times 10^3}{348 \times 18 \times 0,974} = 3.76\text{cm}^2$$

On opte pour **6T10=4.71 cm²/ml ; Soit 1T10 tous les 15cm.**

2- Armatures de répartition :

$$A_{sr} \geq \frac{Ast_2}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17\text{cm}^2$$

On opte pour **4T10=3.14 cm²/ml ; Soit 1T10 tous les 25cm.**

III-5-6- Vérifications à l'ELU :

A) Espacement des armatures :

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

Armatures principales —→ $S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\}$

$S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \checkmark$

Armatures de répartition —→ $S_t < \min \{4h ; 45\text{cm}\}$

$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \checkmark$

B) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

❖ **Paillasse 1 et 3:** $A_{\text{ad}} = 6T12 = 6.78 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée**

❖ **Paillasse 2 :** $A_{\text{ad}} = 6T10 = 4.71 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée.**

C) Contrainte tangentielle: (Art A.5.1,1/ BAEL91)

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

❖ **Calcul de $\bar{\tau}_u$:**

Pour les fissurations non préjudiciables : $\bar{\tau}_u = \underline{\underline{3.33 \text{ Mpa.}}}$

❖ **Calcul de τ_u^{max} :**

$$V_{\text{max}} = 37.43 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{37.43 \times 10^3}{1000 \times 180} \quad \tau_u = \underline{\underline{0.21 \text{ Mpa.}}}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ **Les armatures transversales ne sont pas nécessaires**

D) Entrainement des barres : (Art.A.6.1,3 / BAEL91)

Pour qu'il n'y'ait pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\text{max}}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_{\tau_{se}} \cdot f_{t28} = \underline{\underline{3.15 \text{ Mpa.}}}$$

Calcul de τ_{se} :

❖ **Paillasse 1 et 3 :**

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = 3.14 \times 6 \times 12 = 226.08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{37.43 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 226.08} ; \text{ Donc : } \tau_{se} = \underline{\underline{1.02 \text{ Mpa.}}}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{ Pas de risque d'entrainement des barres}$$

❖ **Paillasse 2 :**

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = 3.14 \times 6 \times 10 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{29.17 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 188.4} ; \text{ Donc : } \tau_{se} = \underline{\underline{0.95 \text{ Mpa.}}}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{ Pas de risque d'entrainement des barres}$$

E) Influence de l'effort tranchant sur le béton: (Art A.5.1,313 / BAEL91)

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} = \frac{2 \times 37.43 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 180} = \underline{\underline{0.46 \text{ Mpa.}}}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1.5} = \underline{\underline{13.33 \text{ Mpa.}}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Condition vérifiée}$$

F) Influence effort tranchant sur armatures :(Art 5.1.1, 312 / BAEL91):

On doit prolonger les aciers au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

❖ **Paillasses 1 et 3 :**

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{37.43 \cdot 10^3}{348.100} = 1.07 \text{ cm}^2 ; A_{st \text{ adopté}} = 6.78 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \longrightarrow$ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes

❖ Paillasse 2 :

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{29.17.10^3}{348.100} = 0.84 \text{ cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = 4.71 \text{ cm}^2$$

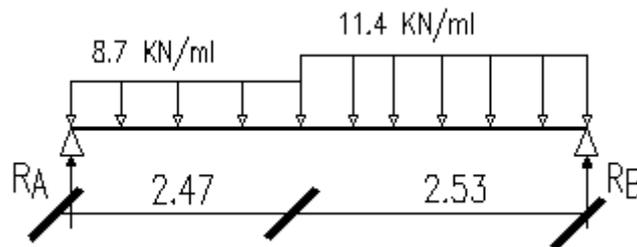
$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \longrightarrow$ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes

III-5-7- calcul à l' ELS :

A) Combinaison de charges à l'ELS :

- **Volée** : $q_s^v = (8.9 + 2.5) \times 1 \text{ ml} = 11.4 \text{ KN/m}$.
- **Palier** : $q_s^p = (6.2 + 2.5) \times 1 \text{ ml} = 8.7 \text{ KN/m}$.

B) étude des paillasse 1 et 3 :



B-1) Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 8.7 \times 2.47 + 11.4 \times 2.53 = 50.33 \text{ KN.}$$

$$\sum M /_B = 0 \rightarrow -R_A \times 5 + 8.7 \times 2.47 \times (2.53 + 2.47/2) + 11.4 \times 2.53 \times (2.53/2) = 0$$

$$\text{Donc: } R_A = 23.48 \text{ KN}$$

$$R_B = 26.85 \text{ KN.}$$

B-2) Calcul des efforts internes:

❖ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.47 \text{ m}$

✓ moments fléchissant

$$\sum M /_s = 0 \quad M_z = -8.7 \times x^2/2 + 23.48 \times x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=2.47 \rightarrow M_z = 31.46 \text{ KN.m}$

✓ **efforts tranchants**

$$T_y = -8.7x + 23.48$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 23.48 \text{ KN}$.
- Pour $x=2.47 \rightarrow T_y = 1.99 \text{ KN}$

✓ **moment maximum**

$$T_y = 0 \rightarrow M_z = \max$$

$$T_y = 0 \rightarrow x = 2.7$$

$$M_z(2.7) = 31.68$$

❖ **2^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 2.53\text{m}$** ✓ **moments fléchissant**

$$\sum M/i=0 \quad M_z = -11.4x^2/2 + 26.85x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=2.53 \rightarrow M_z = 31.45 \text{ KN.m}$

✓ **efforts tranchants**

$$T_y = +11.4x - 26.85$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = -26.85 \text{ KN}$.
- Pour $x=2.53 \rightarrow T_y = 1.99 \text{ KN}$

Note : afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on multiplie les valeurs de M_z^{\max} par des coefficients de correction, on obtient ainsi:

$$M_z^{\text{ap}} = -0.3 \times 31.68 = -9.50 \text{ KN.m}$$

$$M_z^{\text{t}} = 0.85 \times 31.68 = 26.93 \text{ KN.m}$$

B-3) diagrammes efforts internes:

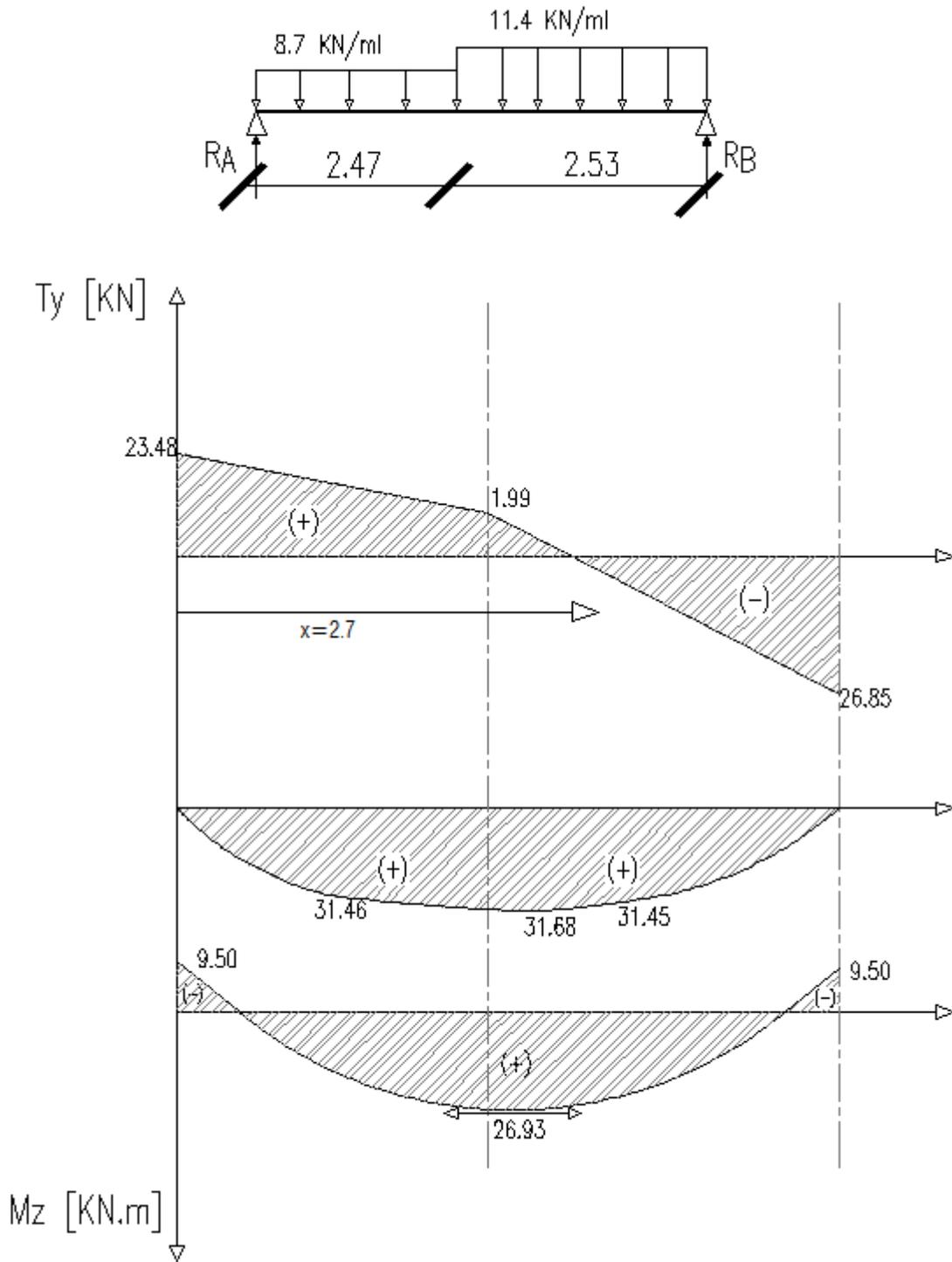
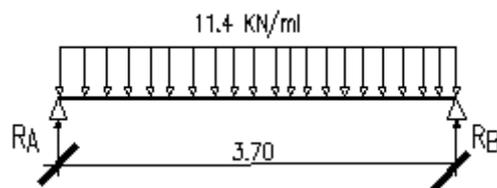


FIGURE III-5-6 : diagramme des efforts internes à l'ELS (paillasse 1&3)

C) Etude de paillasse 2:



C-1) Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{qL}{2} = \frac{11.4 \times 3.70}{2} = 21.09 \text{ KN}$$

C-2) Calcul des efforts internes:

❖ **tronçon 1 :** $0 \leq x \leq 3.70\text{m}$

✓ **moments fléchissant**

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m}$
 - Pour $x=3.70 \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m}$
- M_z atteints sa valeur maximale à $x=3.70/2 = 1.85 \text{ m}$

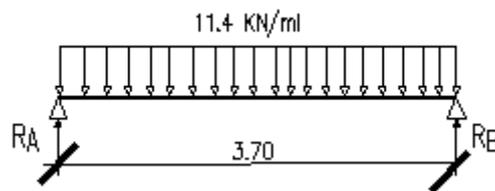
$$M_z^{\max} = \frac{qL^2}{8} = \frac{11.4 \times 3.7^2}{8} = 19.50 \rightarrow \mathbf{M_z^{\max} = 19.50 \text{ KN.m}}$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = -21.09 \text{ KN}$.
- Pour $x=3.70 \rightarrow T_y = 21.09 \text{ KN}$

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

$$M_{a2} = -0,3. M_z^{\max} = -0,3 \times 19.50 = -5. \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = 0,85. M_z^{\max} = 0,85 \times 19.50 = 16.57 \text{ KN.m}$$

C-3) diagrammes efforts internes:

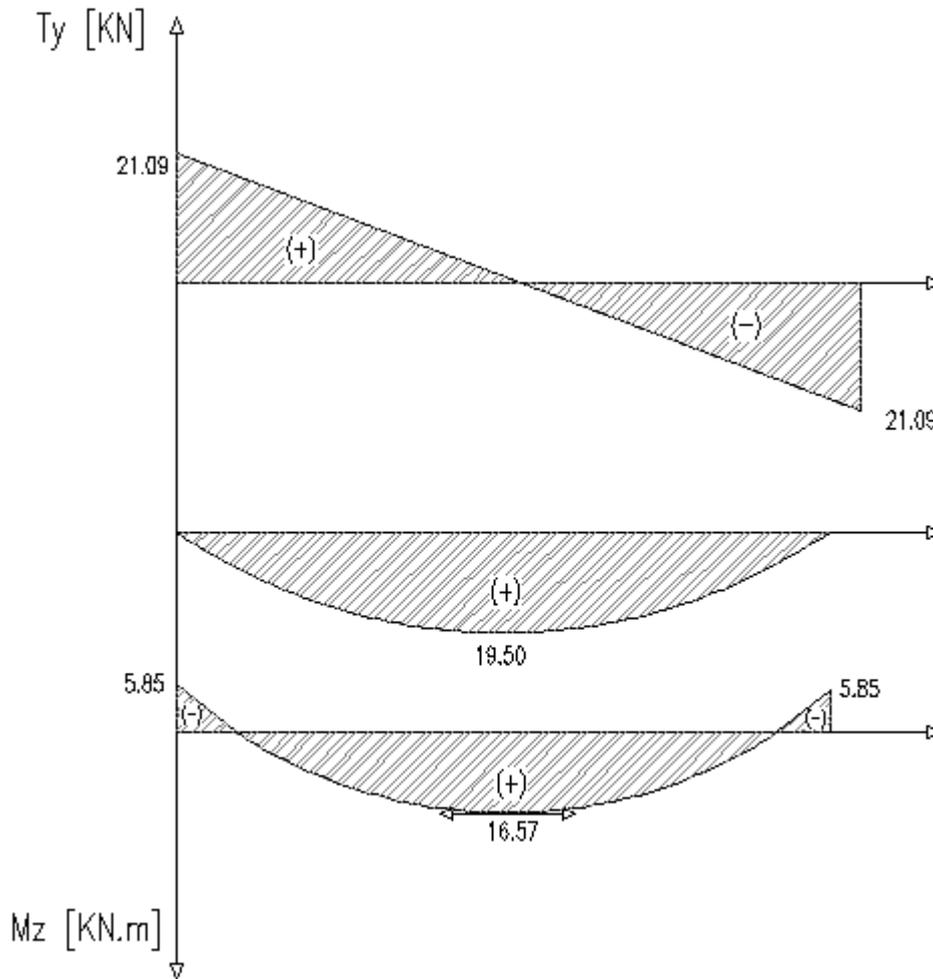


FIGURE III-5-7 : diagramme des efforts internes à l'ELS (paillasse 2)

III-5-8- vérification à l'ELS :

A) Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

B) Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91)

❖ **Paillasses 1 et 3:**

- **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{6.78}{100 \times 18} \times 100 = 0.377$$

$$\rho_1 = 0.377 \Rightarrow k_1 = 37.91 \text{ et } \beta_1 = 0.905$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{26.93 \times 10^6}{0.905 \times 180 \times 678} ; \text{ Donc : } \sigma_{st} = \underline{\underline{243.83 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_s = 243.83 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que :

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc} : \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{243.83}{37.91} \quad \text{Donc} ; \quad \sigma_{bc} = 6.43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.43 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- ❖ **Paillasse 2 :**

- **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{4.71}{100 \times 18} \times 100 = 0.260$$

$$\rho_1 = 0.260 \Rightarrow k_1 = 46.73 \text{ et } \beta_1 = 0.919$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{16.57 \times 10^6}{0.919 \times 180 \times 471} ; \quad \text{Donc} : \sigma_{st} = 212.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 212.93 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Contrainte dans le béton :**

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc} : \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{212.93}{46.73} ; \quad \text{Donc} : \sigma_{bc} = 4.56$$

$$\sigma_{bc} = 4.56 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \quad \text{Condition vérifiée}$$

C) Etat limite de déformation (Art B.6.8,424 /BAEL 91) :

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{20}{500} = 0.04.$
- $\frac{1}{16} = 0.0625.$

La condition 1 n'est pas vérifiée on doit calculer la flèche.

❖ **Paillasse 1&3 :**

On doit vérifier que :
$$f = \frac{M_t \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

La flèche admissible est :
$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{5000}{500} = 10 \text{ mm}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible.

E : Module de déformation différé = 10819Mpa (voir chapitre 1)

M_t : Moment fléchissant max à l'ELS

I_f : Inertie fictive pour les charges de longue durée ;
$$I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG.

μ, λ_v : Coefficients.

❖ **Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = B + nA = b \times h + 15A$$

$$B_0 = 100 \times 20 + 15 \times 6.78$$

$$B_0 = 2101.7 \text{ cm}^2$$

❖ **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :**

$$S /_{xx} = \frac{b h^2}{2} + 15A \cdot d$$

$$S /_{xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 6.78 \times 18 = 21830.65 \text{ cm}^3$$

$$S /_{xx} = 21830.6 \text{ cm}^3$$

❖ **Position du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{21830.6}{2101.7} = 10.39 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Donc : } V_1 = 10.39 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.39 = 9.61 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Donc : } V_2 = 9.61 \text{ cm}$$

❖ **Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :**

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15A_{st} (V_2 - c)^2 = (10.39^3 + 9.61^3) \frac{100}{3} + 15 \times 6.78 (9.61 - 2)^2$$

$$I_0 = \mathbf{72860.53 \text{ cm}^4}$$

❖ **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{6.78}{100 \times 18} = 0,004$$

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,004 \times ((2 + 63.05))} = 0.4$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$\lambda_v = \mathbf{0.16}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2.1}{4 \times 0.004 \times 243.83 + 2.1} = 0.61$$

$$\mu = \mathbf{0.61}$$

❖ **Calcul de l'inertie fictive I_f :**

$$I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 72860.53}{1 + 0.16 \times 0.61} = 73019.85 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \mathbf{73019.85 \text{ cm}^4}$$

❖ **Calcul de flèche :**

$$f = \frac{26.93 \times (5000)^2 \times 10}{10819 \times 73019.85} = 8.52 \text{ mm}$$

$$f = \mathbf{8.52 \text{ mm}}$$

$$f = 8.52 \text{ mm} < \bar{f} = 10 \text{ mm} \dots\dots\dots \mathbf{\text{Flèche admissible.}}$$

❖ **Paillasse 2 :**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{5ql^4}{384.E.I_{fv}} \leq \bar{f}$$

avec : $\bar{f} = 7.4 \text{ mm}$

❖ **Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = B + nA = b \times h + 15A$$

$$B_0 = 100 \times 20 + 15 \times 4.71$$

$$B_0 = 2070.65 \text{ cm}^2$$

❖ **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :**

$$S/_{xx} = \frac{b h^2}{2} + 15A.d$$

$$S/_{xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 4.71 \times 15 = 21059.75 \text{ cm}^3$$

$$S/_{xx} = 21059.75 \text{ cm}^3$$

❖ **Position du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{21059.75}{2070.65} = 10.17 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.17 = 9.83 \text{ cm}$$

❖ **Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :**

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15A_{st} (V_2 - c)^2 = (10.17^3 + 9.83^3) \frac{100}{3} + 15 \times 4.71 (9.83 - 2)^2$$

$$I_0 = 11003.92 \text{ cm}^4$$

❖ **Calcul de flèche :** $f = \frac{5 \times 11.4 \times 10^3 \times 3700^4}{384 \times 10819 \times 11003.92 \times 10^8} = 2.24 \text{ mm}$

$$f = 2.24 \text{ mm} < \bar{f} = 7.4 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Flèche admissible.} \checkmark$$

III-5-9- étude de la poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse ainsi que le poids du mur extérieur ($G_{me} = 2.94\text{KN/m}^2$).

Etant donné que l'escalier est de type balancé, la poutre palière sera brisée et partiellement encastree dans les poteaux.

A) Pré dimensionnement :

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

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

Avec :

- h : hauteur de la poutre,
- b : largeur de la poutre,
- L : portée maximum entre nus d'appuis.

$$L=400-30=370 \text{ cm}$$

$$\frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10} \Rightarrow 24.67 \text{ cm} \leq h \leq 37.00 \text{ cm} ;$$

On opte pour : **h = 35 cm**

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 14\text{cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm} ;$$

On opte pour : **b = 25 cm**

❖ Vérification des conditions sur RPA :

$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

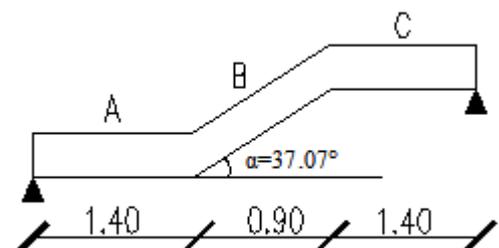
$$b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad \text{Toutes les conditions sont Vérifiées.}$$

$$h/b = 1.4 < 4$$

Section adoptée : (25x35) cm²

B) Détermination des Charges et surcharges :**❖ Poids propre de la poutre :**

- Parties A et C : $0.25 \times 0.35 \times 25 = 2.187 \text{ KN/ml}$
- Partie B : $0.25 \times 0.35 \times 25 \times \frac{1}{\cos 37.07} = 2.74 \text{ KN/ml}$



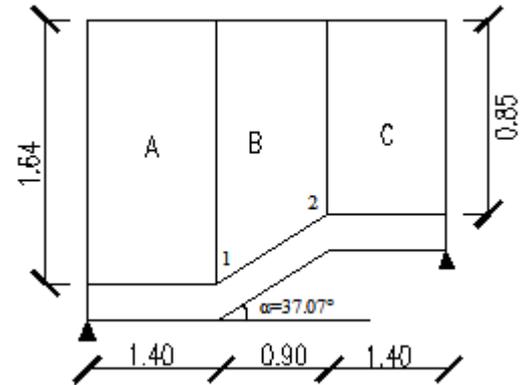
❖ **Chargement dû aux réactions du palier :**

- Parties A et C : 37.44 KN/ML.
- Partie B : 0

❖ **Chargement dû au poids du mur extérieur :**

- Partie A: $2.94 \times 1.64 = 4.82 \text{ KN/ML}$.
- Partie C : $2.94 \times 0.85 = 2.50 \text{ KN/ML}$.
- Parties B: On aura un chargement trapézoïdale

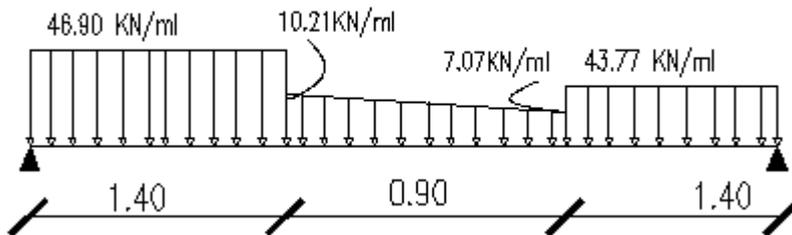
Point 1: 4.82 KN/ML ; **Point 2:** 2.50 KN/ML.



C) Calcul des efforts internes :

1) Combinaison de charges à l'ELU :

- **Partie A :** $q_u = 1.35(2.187 + 4.82) + 37.44 = 46.90 \text{ KN/ML}$.
- **Partie C :** $q_u = 1.35(2.187 + 2.5) + 37.44 = 43.77 \text{ KN/ML}$
- **Partie B:** Point 1 : $q_u = 1.35(2.74 + 4.82) + 0 = 10.21 \text{ KN/ML}$.
Point 2: $q_u = 1.35(2.74 + 2.5) + 0 = 7.07 \text{ KN/ML}$.



2) Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 46.90 \times 1.40 + 7.07 \times 0.9 + \frac{10.21 - 7.07}{2} \times 0.9 + 43.77 \times 1.40$$

$$R_A + R_B = 134.7 \text{ KN.}$$

$$\sum M /_A = 0 \Rightarrow 46.9 \times 1.4 \times 0.7 + 7.07 \times 0.9 \times 1.85 + (10.21 - 7.07) / 2 \times 0.9 \times 1.7 + 43.77 \times 1.4 \times 3 = R_B \times 3.7$$

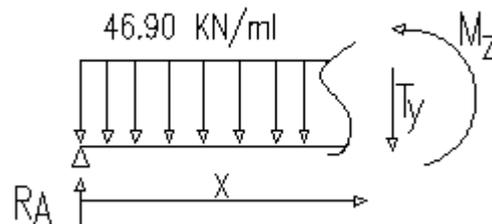
$R_B = 65.94 \text{ KN}$ ET $R_A = 68.76 \text{ KN}$.

❖ **1er tronçon : $0 \leq x \leq 1.40 \text{ m}$**

$$\sum M /_s = 0$$

$$M_z = -23.45 x^2 + 68.76 x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=1.40 \rightarrow M_z = 50.30 \text{ KN.m}$

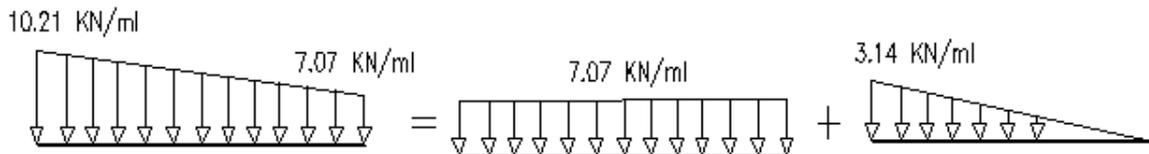


$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -46.90x + 68.76$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 68.76 \text{ KN}$.
- Pour $x=1.40 \rightarrow T_y = 3.10 \text{ KN}$

❖ 2^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 0.90 \text{ m}$

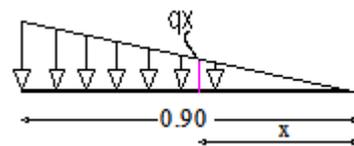
La charge trapézoïdale sera décomposée comme montré dans le schéma ci-dessous



Détermination de la charge q en fonction de x :

À partir des triangles semblables, nous avons

$$x/q_x = 0.9/3.14 = 0.29 \Rightarrow q_x = 0.29x$$



$$M_z = 60.7(x+1.525) - 32,79.1,525(x + \frac{1.525}{2}) - 9.11 \frac{x^2}{2} - \frac{(2.23x)x}{2} \frac{x}{3}$$

$$M_z = -0.048 x^3 - 3.535 x^2 + 4.66 x + 49.43$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 49.43 \text{ KN}$.
- Pour $x=0.9 \rightarrow M_z = 50.73 \text{ KN}$

$$T_y = -0.144x^2 - 7.07x + 4.66$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 4.66 \text{ KN}$.
- Pour $x=0.9 \rightarrow T_y = -1.82 \text{ KN}$

M_z Atteint la valeur max à $x=0.65 \text{ m}$

$$M_z^{\text{max}} = 50.95 \text{ KN.m}$$

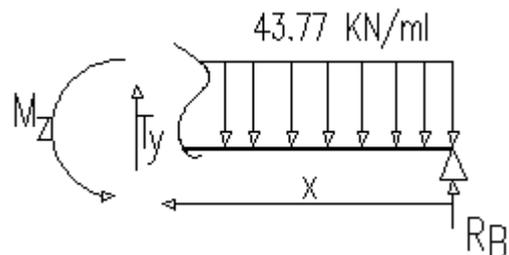
❖ 3^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1.40 \text{ m}$

$$M_z = -21.88x^2 + 65.94x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=1.4 \rightarrow M_z = 49.42 \text{ KN.m}$

$$T_y = 43.77x - 65.94$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = -65.94 \text{ KN}$.
- Pour $x=1.4 \rightarrow T_y = -4.66 \text{ KN}$



❖ **Remarque :**

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

-Aux appuis :

$$M_a = -0,3 \cdot M_z^{\max} = -0,3 \times 50,95 = -15,28 \text{ KN.m}$$

-En travée :

$$M_t = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 0,85 \times 50,95 = 43,31 \text{ KN.m}$$

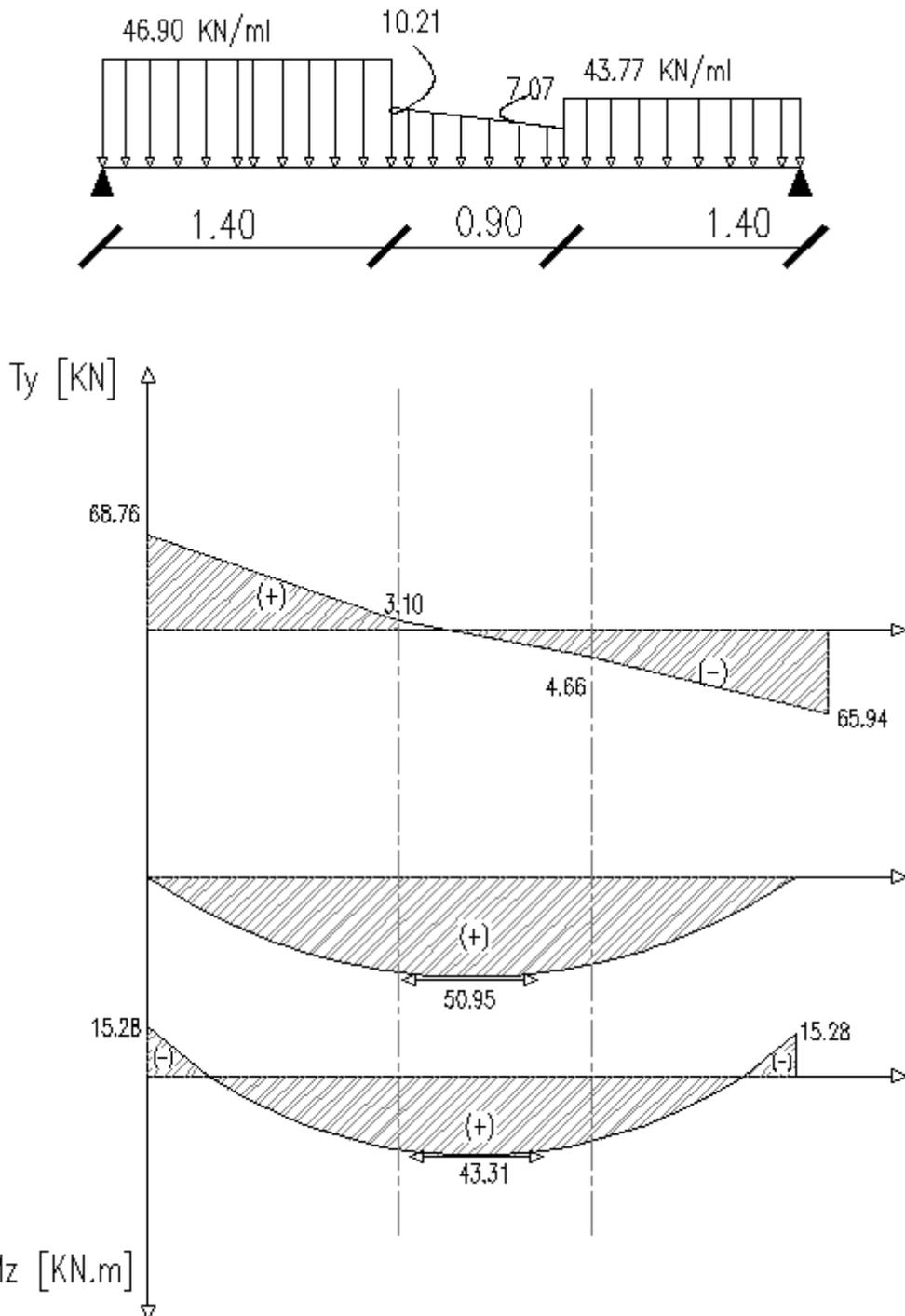


FIGURE III-5-8 : diagramme des efforts internes à l'ELU

D) Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Le ferrailage va se faire avec les moments max à l'ELU.

- **Ma_{max} = 15.28KN.m**
- **Mt_{max} = 43.31 KN.m**
- ❖ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{43.31 \times 10^5}{25 \times 32^2 \times 14.2 \times 100}$$

$$\mu = 0.120 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.120 \Rightarrow \beta = 0.936$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{43.31 \times 10^5}{0.936 \times 32 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 4.15 \text{ cm}^2$$

Soit : **3 HA14 = 4.62 cm².**

- ❖ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{15.28 \times 10^5}{25 \times 32^2 \times 14.2 \times 100}$$

$$\mu = 0.042 \Rightarrow \beta = 0.979$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15.28 \times 10^5}{0.979 \times 32 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 1.40 \text{ cm}^2$$

Soit : **3 HA12 = 3.39 cm².**

- ❖ **Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux :**

Le **pourcentage total minimum** des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

$$A_s \text{ Totale} = 3\text{HA}12 + 3\text{HA}14 = 8.01 \text{ cm}^2 > 0.005 \times b \times h = 6.75 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

E) Vérification à l'ELU :**1) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

❖ **En travée:**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 32 \times 2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ad}} = 4,62 \text{ cm}^2 > 0,966 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ **Aux appuis :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 32 \times 2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ad}} = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,966 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

2) Contrainte tangentielle: (Art.A.5.1,1/ BAEL91)

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$

❖ **Calcul de $\bar{\tau}_u$:**

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_B} ; 5 \text{ MPa} \right) \right\} ; \text{ Donc : } \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa.}$$

❖ **Calcul de τ_u :**

$$V_{\max} = 65,94 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{68,76 \times 10^3}{250 \times 320} ; \text{ Donc : } \tau_u = 0,86 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{Condition vérifiée}$$

3) Entrainement des barres : (Art.A.6.1,3 / BAEL91)

Pour qu'il n'y'ait pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa.}$$

$$\sum U_i = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.1 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{68.76 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 113.1} \quad ; \quad \text{Donc : } \tau_{se} = 2.11 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Condition vérifiée}$$

4) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

❖ Appuis de rive : (Art 5.1.1,312 / BAEL91)

On doit prolonger au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{68.76 \cdot 10^3}{348.100} = 1.97 \text{ cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = 4.62 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopt}} > A_{st \text{ min à ancrer}}$ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes

5) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1,313 / BAEL91)

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9.d} = \frac{2 \times 68.76 \times 10^3}{2500 \times 0,9 \times 320} = 0.19 \text{ Mpa.}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Condition vérifiée}$$

6) Calcul des armatures transversales :

6-1) Diamètre armatures transversales :(Art A.7.2 / BAEL91)

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \varphi_1, \frac{b}{10} \right)$$

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{350}{35}, 12, \frac{250}{10} \right) \right\} \Rightarrow \text{soit : } \varphi_t = 8 \text{ mm.}$$

Nous adopterons 1cadre et un étrier en $\phi 8$; Donc : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$.

6-2) Espacement max des armatures transversales : (Art A.5.1,22 / BAEL91)

$$S_{t \max} \leq \min(0,9 \times d ; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(28.8 ; 40\text{cm}) = \mathbf{28.8\text{cm}}$$

❖ Exigences du RPA pour les aciers transversales :

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\left\{\frac{35}{4}; 12 \times 1.2\right\}\right) = \min(8.75\text{cm} ; 14.4\text{cm}) = \mathbf{8.75\text{cm}}$$

on opte pour : $S_t = \mathbf{8\text{cm}}$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5\text{cm}.$$

Soit : $S_{t \max} \leq \min(28.8\text{cm} ; 17.5\text{cm}) = 17.5\text{cm}$

On opte pour $S_{t \max} = \mathbf{15\text{cm}}$

- **Quantité d'armatures transversales minimale :**

$$A_{\min} = 0.003 S_t \times b$$

$$A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2.$$

$A_{\text{adopté}} > A_{\min} \text{ du RPA}$ **condition vérifiée**

❖ Pourcentage minimum des armatures transversales: :(Art 5.1,22 / BAEL91):

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > \frac{0.4 b s_t}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0.4 \times 25 \times 15}{400} = 0.375 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adopté}} > A_{\min} \text{ du BAEL}$ **condition vérifiée**

I. Vérification à l'ELS :

❖ Combinaison de charges à l'ELS :

- **Partie A** : $q_s = (2.187 + 4.82) + 37.44 = 44.45 \text{ KN/ml}$.
- **Partie C** : $q_s = (2.187 + 2.5) + 37.44 = 42.13 \text{ KN/ml}$
- **Partie B** : Point 1 : $q_s = (2.74 + 4.82) + 0 = 7.56 \text{ KN/ml}$.
Point 2 : $q_s = (2.74 + 2.5) + 0 = 5.24 \text{ KN/ml}$.

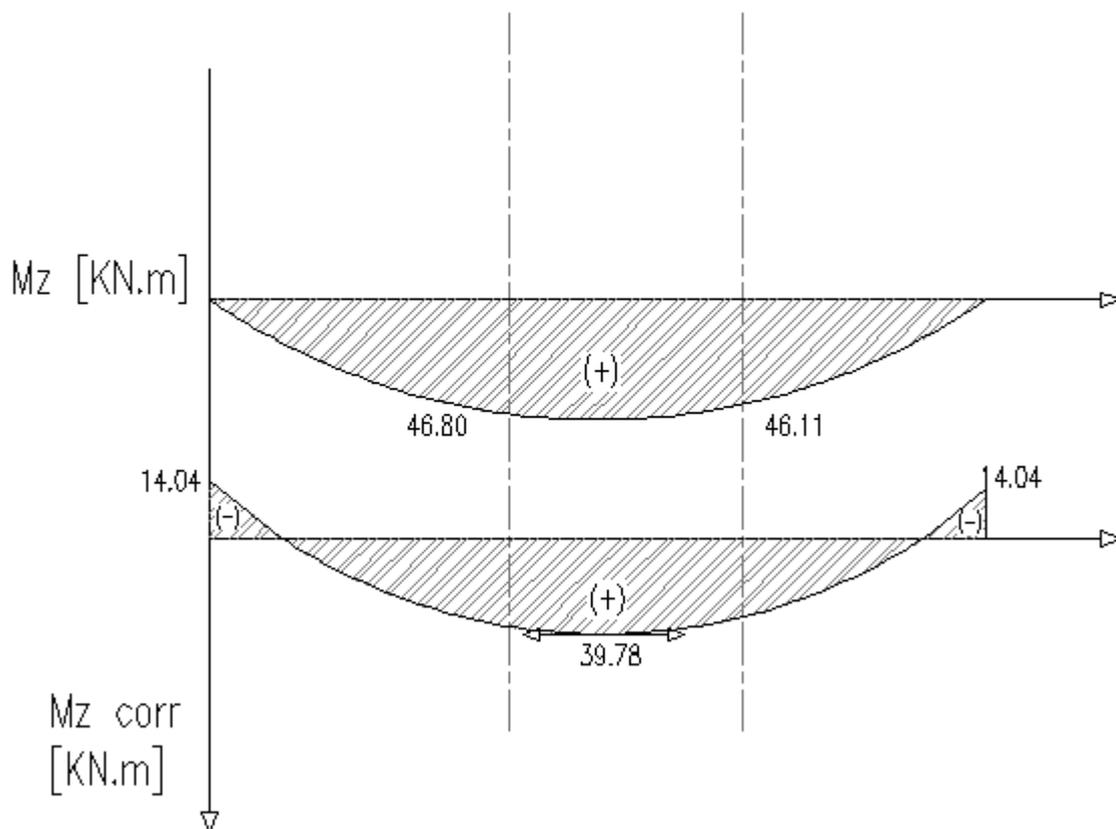
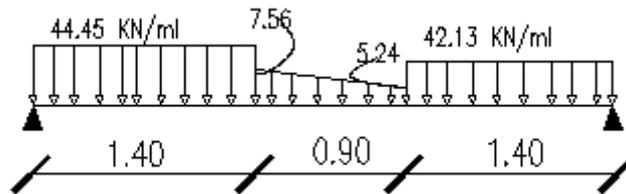


FIGURE III-5-9 : diagramme des efforts internes à l'ELS

A) Etat limite d'ouverture des fissures

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense donc de faire de vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.

B) Etat limite de compression de béton :❖ **En travée :**• **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{4.62}{25 \times 32} \times 100 = 0.580$$

$$\rho_1 = 0.580 \Rightarrow k_1 = 29.25 \text{ et } \beta_1 = 0.887$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{39.78 \times 10^6}{0.887 \times 320 \times 462} ; \text{ Donc : } \sigma_{st} = 303.35 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 303.35 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{303.35}{29.25} \text{ Donc ; } \sigma_{bc} = 10.37 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 10.37 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Aux appuis :**• **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.39}{25 \times 32} \times 100 = 0.424$$

$$\rho_1 = 0.424 \Rightarrow k_1 = 35.25 \text{ et } \beta_1 = 0.901$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{14.04 \times 10^6}{0.901 \times 320 \times 339} ; \text{ Donc : } \sigma_{st} = 143.65 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 143.65 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Contrainte dans le béton :**

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc} : \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{143.65}{35.25} ; \text{Donc} : \sigma_{bc} = 4.07 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.07 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \quad \text{Condition vérifiée}$$

C) Etat limite de déformation (Art B.6.8,424 /BAEL 91) :

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0.d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{35}{370} = 0.095$
- $\frac{1}{16} = 0.0625.$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- $\frac{A_s}{b.d} = \frac{4.62}{25 \times 32} = 0.0058$
- $\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01$
- $\frac{A_s}{b.d} < \frac{4.2}{f_e} \quad \text{Condition vérifiée}$

- $\frac{M_t}{10.M_0} = \frac{8 \times 39.78}{10 \times 39.63 \times 3.7^2} = 0.058$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10.M_0} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées, on se dispense du calcul de la flèche

❖ **Conclusion** : le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

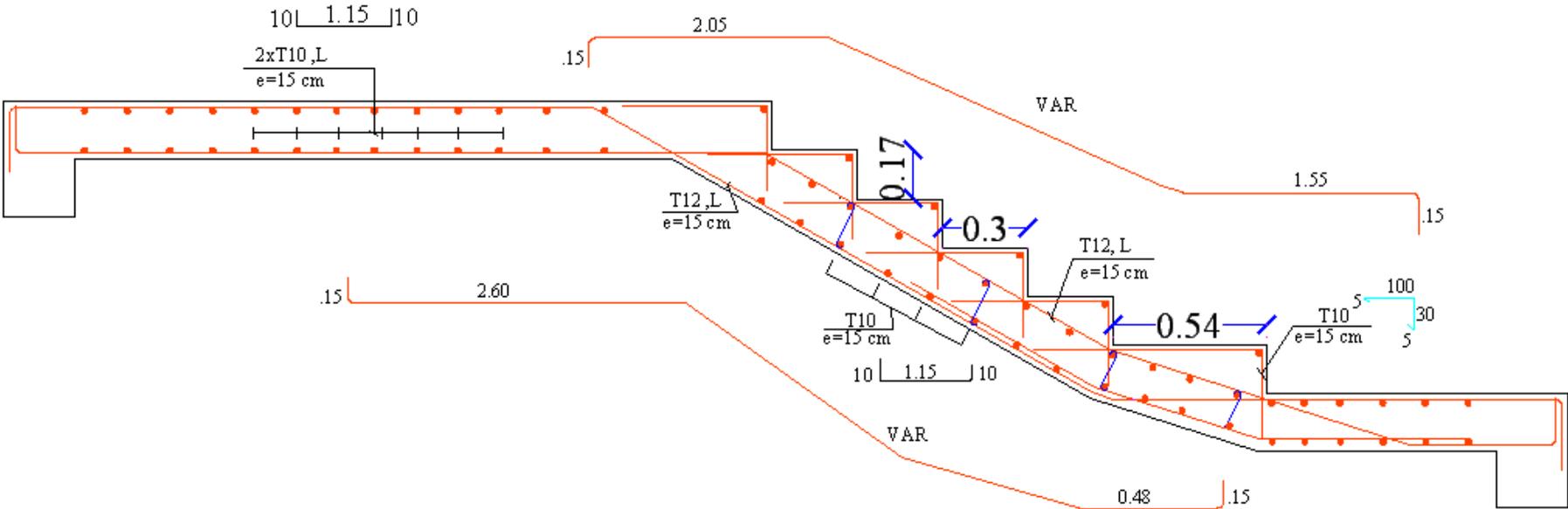
Armatures longitudinales :

- 3HA14 filantes pour le lit inférieur.
- 3HA 12 filantes pour le lit supérieur.

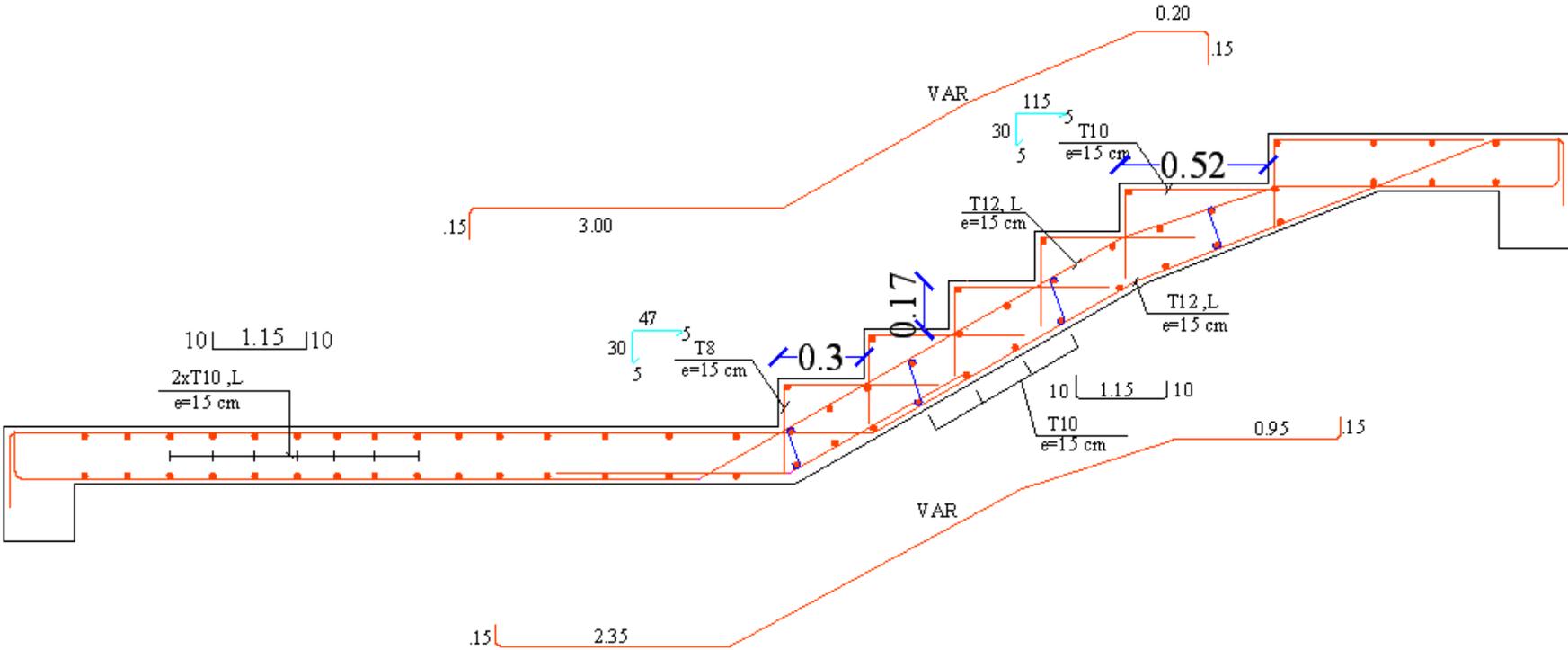
Armatures transversales.

- 1cadre et 1 étrier en HA8 .

PAILLASSE 1



PAILLASSE 3



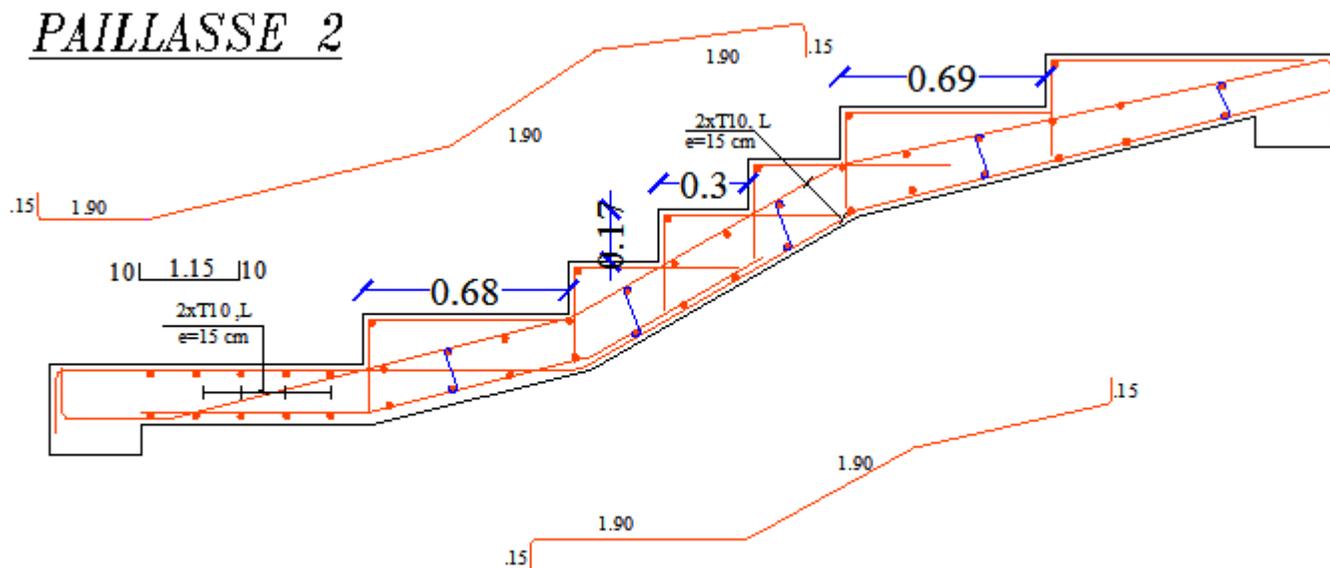


Figure III-5-10: Ferrailage Escaliers

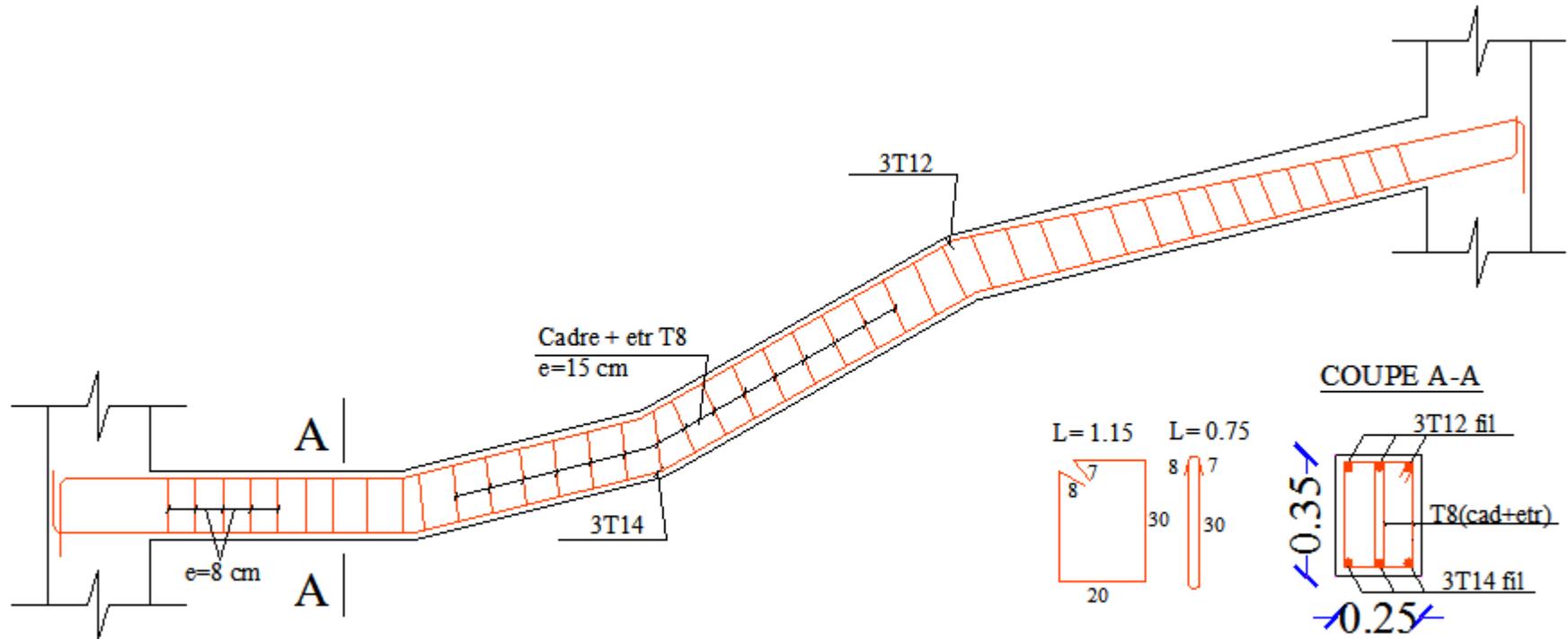


Figure III-5-11: Ferrailage de la poutre palière

III-6- La Charpente :

Notre bâtiment comporte une charpente en bois supportant une couverture en tuiles mécaniques. Elle présente deux versants inclinés à 34.60° et 32.23° et reposant de part et d'autre sur des murs de pignons. Dans l'étude de cette charpente, nous nous intéresserons à déterminer les efforts revenant à chaque élément (pannes, cheverons et liteaux) puis vérifier leurs résistances sous différentes sollicitations.

Les différents éléments de la charpente :

- tuiles
- liteaux
- chevrons
- pannes sablières, pannes ventrières ou intermédiaire et pannes faitière.
- murs pignons.

III-6- 1-Détermination Des Charges Et Surcharges :

- charges permanentes :
Poids de la tuiles (liteaux compris) = 0.4 KN/m^2
Poids des pannes et chevrons = 0.1 KN/m^2
 $G=0.5 \text{ KN/m}^2$;
- charges d'exploitation : **$Q= 1\text{KN/m}^2$.**

Remarque : dans 1m^2 de toiture, nous aurons une panne et deux chevrons ; leurs sections est respectivement $(10.50 \times 22.50) \text{ cm}^2$ et $(5.00 \times 4.50) \text{ cm}^2$.

➤ **pois de la panne :**

$$P_p = (0.105 \times 0.225) \rho_{\text{bois}} \text{ avec } \rho_{\text{bois}} = 6\text{KN/m}^3 \text{ (DTR B.C.2.2)}$$

$$P_p = (0.105 \times 0.225)6 = 0.14 \text{ KN/ml}$$

➤ **pois des chevrons :**

$$P_c = (0.05 \times 0.045)6 = 0.0135 \text{ KN/ml}$$

➤ **pois des liteaux :**

$$P_p = (0.03 \times 0.03)6 = 0.0054 \text{ KN/ml}$$

III-6- 2-Détermination Des Efforts Revenant Aux Différents Eléments A L'ELU :**a. efforts revenant à la panne :**

L'espacement des pannes est pris égal à $e_p = 1 \text{ m}$;

La portée des pannes est $L_p = 3.4$ m.

$$G_p = 0.14 + (2 \times 0.0135) + 0.40 = 0.57 \text{ KN/ml}$$

➤ **combinaison de charge:**

$$q_p = 1.35 G_p + 1.5 Q = 1.35 \times 0.57 + 1.5 \times 1 = \mathbf{2.27 \text{ KN/ml}}$$

b. efforts revenant aux chevrons:

L'espacement des pannes est pris égal à $e_c = 0.50$ m ;

La portée des pannes est $L_c = 1.00$ m.

$$G_c = (0.0135 + 0.4 \times 0.5) = 0.21 \text{ KN/ml}$$

➤ **combinaison de charge:**

$$q_c = 1.35 G_c + 1.5 Q = 1.35 \times 0.21 + 1.5 \times (1 \times 0.5) = \mathbf{1.03 \text{ KN/ml}}$$

c. efforts revenants aux liteaux :

L'espacement des pannes est pris égal à $e_l = 0.30$ m ;

La portée des pannes est $L_l = 0.50$ m.

$$G_l = 0.054 + (0.4 \times 0.3) = 0.125 \text{ KN/ml}$$

➤ **combinaison de charge:**

$$q_l = 1.35 G_l + 1.5 Q = 1.35 \times 0.125 + 1.5 \times (1 \times 0.3) = \mathbf{0.620 \text{ KN/ml}}$$

III-6- 3-Dimensionnement Des Pannes :

La panne est considérée comme une poutre simplement appuyée sur ses extrémités, elle travaille en flexion déviée sous sa charge q_p .

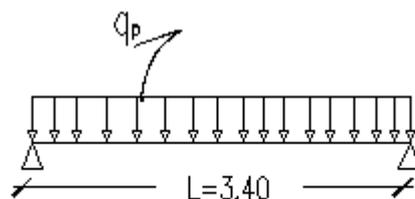


Figure III-6-1: schéma de chargement de la panne

Nous allons utiliser le bois de sapin de catégorie I ; la contrainte forfaitaire admissible dans ce bois est de $\sigma_f = 142 \text{ daN/cm}^2$. (**Art 3.12. CB71**)

a. vérification de la contrainte admissible :

On doit vérifier que : $\sigma = \frac{M_{fx}}{\frac{I_{xx}}{V}} + \frac{M_{fy}}{\frac{I_{yy}}{V}} \leq \bar{\sigma}_f$

➤ **calcul des moments de flexion :**

Suivant xx'

$$q_{px} = q_p \sin(32.23^\circ)$$

$$q_{px} = 2.27 \sin(32.23^\circ) = 1.20 \text{ KN/m}$$

$$M_{fx} = q_{px} \frac{l^2}{8} = 1.20 \frac{3.4^2}{8} = 1.73 \text{ KN.m}$$

Suivant yy'

$$q_{py} = q_p \cos(32.23^\circ)$$

$$q_{py} = 2.27 \cos(32.23^\circ) = 1.92 \text{ KN/m}$$

$$M_{fy} = q_{py} \frac{l^2}{8} = 1.92 \frac{3.4^2}{8} = 2.77 \text{ KN.m}$$

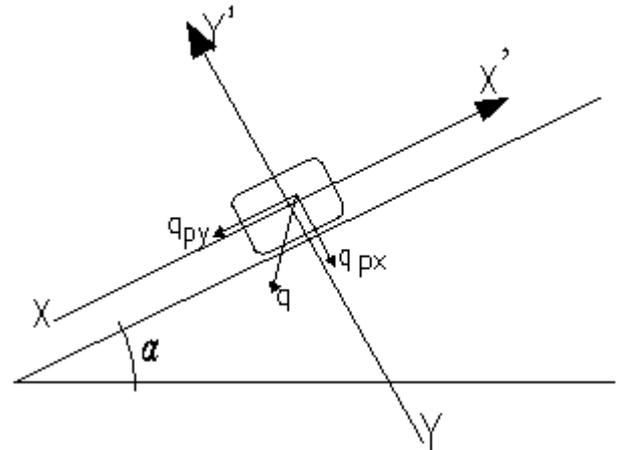


Figure III-6-2: schéma statique de la panne

➤ **calcul des modules de résistances :**

$$W_x = \frac{I_{xx}}{V} = \frac{bh^3/12}{h/2} = \frac{bh^2}{6} = \frac{10.5 \times 22.5^2}{6} = 885.94 \text{ cm}^3$$

$$W_y = \frac{I_{yy}}{V} = \frac{hb^3/12}{h/2} = \frac{hb^2}{6} = \frac{22.5 \times 10.5^2}{6} = 413.44 \text{ cm}^3$$

vérification :

$$\sigma_f = \frac{1.73 \times 10^4}{885.94} + \frac{2.77 \times 10^4}{413.44} = 86.53 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma = 86.53 \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$$

condition vérifiée

la section choisie pour les pannes est bonne.

b. vérification de la flèche : (Art 4.962/ CB71)

la valeur de la flèche admissible pour les pannes est donnée par la formule :

$$\bar{f} = \frac{L}{300} \quad \text{avec } L: \text{ la portée de la panne}$$

$$\bar{f} = \frac{340}{300} = 1.13 \text{ cm}$$

la valeur de la flèche réelle est donnée **(Art 4.011/ CB71)**

$$f = \frac{5 \sigma_f L^2}{48 E_f \frac{h}{2}} \leq \bar{f} \quad \text{avec } E_f : \text{ module de déformation de la flèche. } E_f = 11000\sqrt{\sigma}$$

$$E_f = 11000\sqrt{142} = 131080.128 \text{ daN/cm}^2$$

$$f = \frac{5 \times 86.53 \times 340^2}{48 \times 131080.128 \times \frac{22.50}{2}} = 0.71 \text{ cm}$$

$$f = 0.71 \text{ cm} \leq \bar{f} = 1.13 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{ la flèche est vérifiée}$$

III-6- 4-Dimensionnement Des Chevrans :

Le calcul se fera en flexion simple sous les charges q_L . le chevron de section (5.00 x 4.50) cm² est considéré comme une poutre continue sur plusieurs appuis .

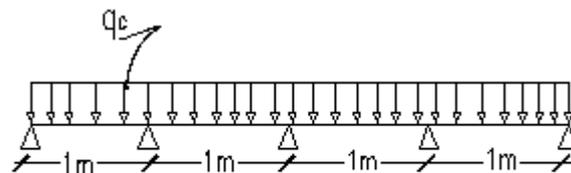


Figure III-6-3: schéma de chargement des chevrons

a. vérification des contraintes :

on vérifie que :

$$\sigma = \frac{M_f V}{I} \leq \bar{\sigma}_f$$

➤ calcul des moments :

sachant que les appuis sont déformable et en tenant compte de la continuité à leur niveaux, les moments isostatique sont donnés par :

$$\text{en travée : } M_t = 0.66 M_0 \quad / \quad \text{aux appuis : } M_{op} = 0.8 M_0$$

$$M_0 = \frac{q_c \times L_c^2}{8} = \frac{1.03 \times 1^2}{8} = 0.13 \text{ KN.m}$$

$$M_r = 0.66 \times 0.13 = 0.086 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 0.8 \times 0.13 = 0.104 \text{ KN.m}$$

➤ **calcul des moduls de résistances :**

$$W = \frac{I}{V} = \frac{4.5 \times 5^2}{6} = 18.75 \text{ cm}^3$$

ainsi, on aura :

$$- \text{aux appuis} : \sigma_{fa} = \frac{0.104 \times 10^4}{18.75} = 55.47 \text{ daN/cm}^2$$

$$- \text{en travées} : \sigma_{ft} = \frac{0.086 \times 10^4}{18.75} = 45.87 \text{ daN/cm}^2$$

vérification :

$$\sigma_{fa} = 55.47 \text{ daN/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_f \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{ft} = 45.87 \text{ daN/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_f \quad \text{condition vérifiée}$$

b. vérification de la flèche :

selon le règlement CB71, la valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant directement les éléments de (chevrons, liteaux et tuiles), est donnée par la formule suivante :

$$\bar{f} = \frac{L_c}{200} = \frac{100}{200} = 0.5 \text{ cm}$$

la valeur de la flèche est donnée par la formule suivante :

$$f = \frac{5 \sigma_f L_c^2}{48 E_f \frac{h}{2}} \leq \bar{f}$$

$$- \text{aux appuis} : f_a = \frac{5 \times 55.47 \times 100^2}{48 \times 131080.128 \times \frac{5}{2}} = 0.17 \text{ cm}$$

$$- \text{en travées} : f_t = \frac{5 \times 45.87 \times 100^2}{48 \times 131080.128 \times \frac{5}{2}} = 0.14 \text{ cm}$$

$$f_a = 0.17 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$f_t = 0.14 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III-6- 5-Dimensionnement Des Liteaux :

l'étude de dimensionnement des liteaux se fait de la même manière que la panne. on à choisi une section de (30 x 30) mm².

b. vérification de la contrainte admissible :

On doit vérifier que : $\sigma = \frac{M_{fx}}{\frac{I_{xx}}{V}} + \frac{M_{fy}}{\frac{I_{yy}}{V}} \leq \bar{\sigma}_f$

➤ calcul des moments de flexion :

Suivant xx'

$$qLx = q_L \sin(32.23^\circ)$$

$$qLx = 0.620 \sin(32.23^\circ) = 0.33 \text{ KN/m}$$

$$M_{fx} = q_{Lx} \frac{l^2}{8} = 0.33 \frac{0.5^2}{8} = 0.01 \text{ KN.m}$$

Suivant yy'

$$qLy = q_L \cos(32.23^\circ)$$

$$qLy = 0.620 \cos(32.23^\circ) = 0.52 \text{ KN/m}$$

$$M_{fy} = q_{Ly} \frac{l^2}{8} = 0.52 \frac{0.5^2}{8} = 0.016 \text{ KN.m}$$

➤ calcul des modules de résistances :

$$W_x = \frac{I_{xx}}{V} = \frac{bh^3/12}{h/2} = \frac{bh^2}{6} = \frac{3 \times 3^2}{6} = 4.5 \text{ cm}^3$$

$$W_y = \frac{I_{yy}}{V} = \frac{hb^3/12}{h/2} = \frac{hb^2}{6} = \frac{3 \times 3^2}{6} = 4.5 \text{ cm}^3$$

vérification :

$$\sigma_f = \frac{0.01 \times 10^4}{4.5} + \frac{0.016 \times 10^4}{4.5} = 57.78 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma = 57.78 \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$$

condition vérifiée

la section choisie pour les liteaux est bonne.

b. vérification de la flèche : (Art 4.962/ CB71)

$$\bar{f} = \frac{L_L}{200} = \frac{50}{200} = 0.25 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5 \sigma_f L_L^2}{48 E_f \frac{h}{2}} = \frac{5 \times 57.78 \times 50^2}{48 \times 131080.128 \times \frac{3}{2}} = 0.076 \text{ cm}$$

$$f = 0.076 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0.25 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III-6- 6-Dimensionnement Des Liteaux :

comme dans la pratique, nous optons pour un assemblage cloué. un tel type d'assemblage est utilisé dans des ouvrage important, comportant des charges considérable.

le diamètre des cloussont en fonction de l'épaisseur minimale des éléments utilisés.

$$\left. \begin{array}{l} e \leq 30 \text{ mm} \rightarrow d \leq \frac{e}{9} \\ e \geq 30 \text{ mm} \rightarrow d \leq \frac{e}{11} \end{array} \right\} \text{pour le bois dur et sec (Art 4.62.123/BC71)}$$

avec : e : épaisseur du bois le plus mince à assembler (liteaux)

$$d : \text{diamètre des clous} \quad d = \frac{3}{11} = 0.27 \text{ cm}$$

Remarque :

l'évacuation des aux pluviales sera assurée par des goutières qui seront prévues sur les deux rives du batiments.

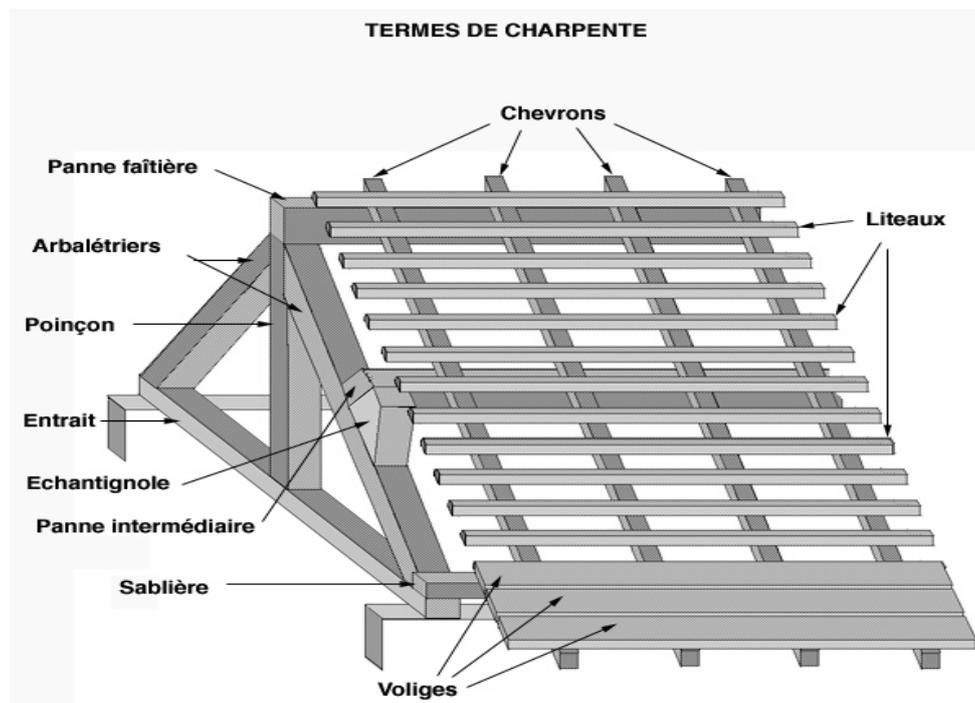
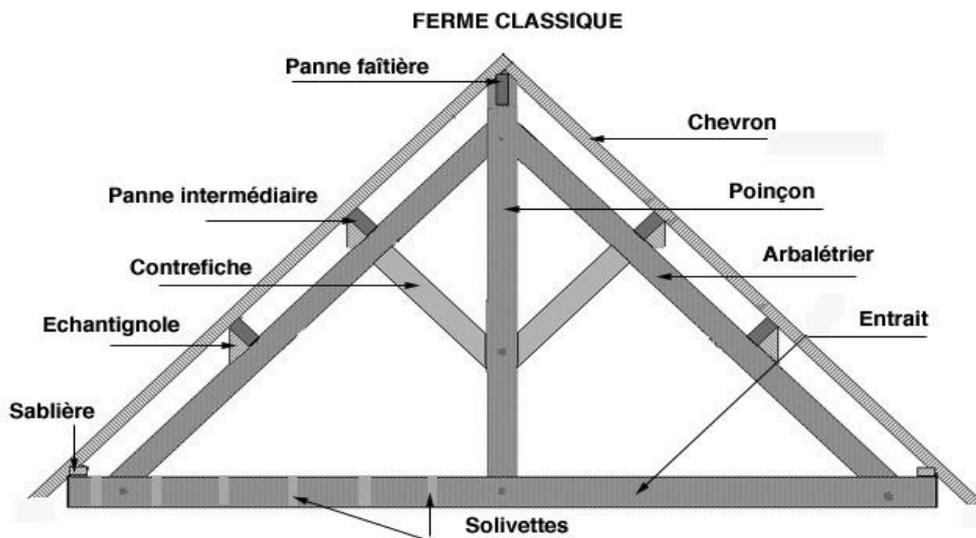


Figure III-6-4: schéma descriptif de la toiture



CHAPITRE IV

MODELISATION DE LA STRUCTURE ET VERIFICATION DES EXIGENCES DU R.P.A

CHAPITRE IV

MODELISATION DE LA STRUCTURE ET VERIFICATION DES EXIGENCES DU RPA

INTRODUCTION :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

Plusieurs programmes de calcul automatique sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et de le contrôler en un temps réduit.

Pour notre projet, on utilise le logiciel de calcul par éléments finis **ETABS**.

IV-1- Description De L'ETABS :

L'ETABS (**EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS**) est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, 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 charpente métallique. Le post- processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, ...etc.

IV-2- Etapes De Modélisation :

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail, on utilisera la version 9.7.0 dont les principales étapes sont les suivantes :

1. Introduction de la géométrie de la structure à modéliser ;
2. Spécification des propriétés mécanique de l'acier et du béton ;
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles, dalles, ...)
4. Définition des charges et surcharges (G et Q) ;
5. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA 99/version2003 ;
6. Définition du séisme ;

CHAPITRE IV

MODELISATION DE LA STRUCTURE ET VERIFICATION DES EXIGENCES DU RPA

7. Introduction des combinaisons d'actions ;
8. Affectation des masses sismiques et inerties massiques ;
9. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) ;
10. Exécutions de l'analyse et visualisation des résultats.

Avant de commencer la modélisation proprement dite, il est important d'avoir tous les documents relatifs à cette structure, nécessaires à la modélisation.

Après avoir bien suivi l'enchaînement des étapes cité ci-dessus ; nous sommes arrivés au model suivant :

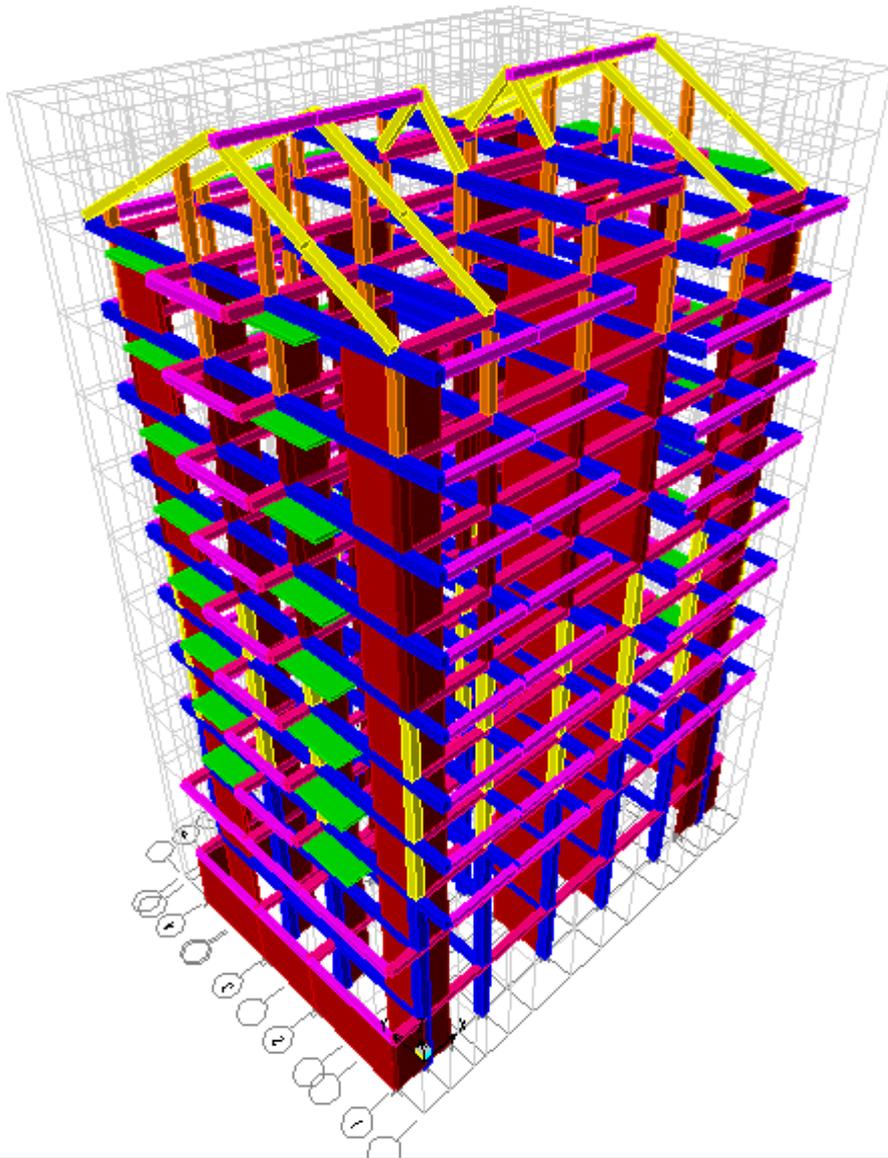


Figure IV-1- Vue en trois dimensions de la structure

CHAPITRE IV

MODELISATION DE LA STRUCTURE ET VERIFICATION DES EXIGENCES DU RPA

IV-3- Choix De La Méthode :

Le calcul des efforts horizontaux peut être mené suivant trois méthodes :

- ❖ Par la méthode statique équivalente.
- ❖ Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- ❖ Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse modale spectrale qui est applicable sur tous les cas d' après les règles du RPA99 version 2003(article 4.1.3).

➤ **principe de la méthode :**

Pour cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul .Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

➤ **définition du spectre de réponse :**

C'est une courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé ou futur.

➤ **caractéristiques du spectre de réponse :**

Les caractéristiques du spectre de réponse sont les suivantes :

Caractéristiques	Désignation	Article du RPA
Le site	S3	Tableau 4.7
La zone	II _a	Annexe 1
Le groupe d'usage	2	Article 3.2
Remplissage	dense	Tableau 4.2
Facteur de qualité	1.10	Tableau 4.2.3
coefficient de comportement	5	Tableau 4.3

Tableau IV-1- Caractéristiques du spectre de réponse

CHAPITRE IV

MODELISATION DE LA STRUCTURE ET VERIFICATION DES EXIGENCES DU RPA

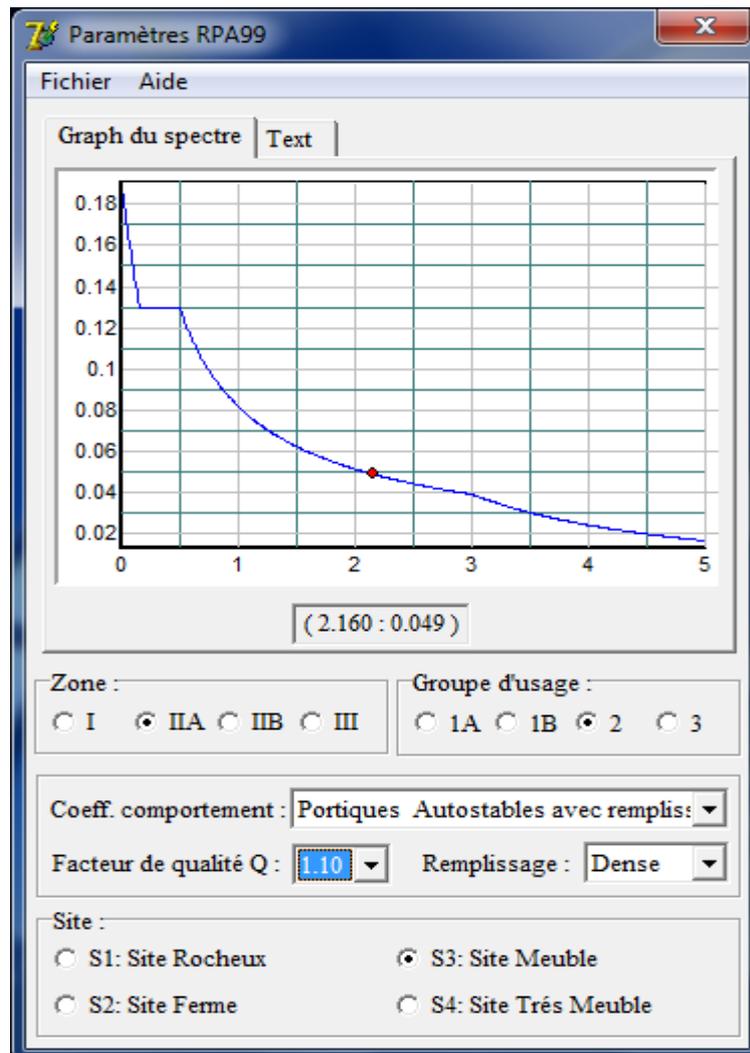


Figure IV-2- Logiciel donnant les caractéristiques du spectre de réponse

IV-4- Etude Du Contreventement

Les efforts horizontaux repris par les portiques et les voiles sont tirés par le logiciel ETABS 9.7.0 à l'aide de l'option « section cut », voir les tableaux ci après :

CHAPITRE IV

MODELISATION DE LA STRUCTURE ET VERIFICATION DES EXIGENCES DU RPA

Sens x – x :

The screenshot shows the 'Section Cut Stresses & Forces' dialog box with the following data:

Section Cutting Line						
	X	Y	Z			
Start Point	-3.1695	0.	22.1528			
End Point	26.1869	0.	21.9874			

Resultant Force Location and Angle				
	X	Y	Z	Angle
	11.5087	0.	22.0701	0.

Include: Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	26.7481	6.769E-03	0.066	26.7481	6.769E-03	0.066
Moment	3.792E-03	250.3625	5.8343	3.792E-03	250.3625	5.8343

Buttons: Close, Refresh

Figure IV-3- Figure donnant le type de contreventement

Effort repris par les portiques = 19.09 %

Effort repris par les voiles = 80.91 %

Sens Y – Y :

The screenshot shows the 'Section Cut Stresses & Forces' dialog box with the following data:

Section Cutting Line						
	X	Y	Z			
Start Point	0.	-5.0252	5.5313			
End Point	0.	18.3771	5.5313			

Resultant Force Location and Angle				
	X	Y	Z	Angle
	0.	6.676	5.5313	90.

Include: Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	24.5034	1.1098	281.504	24.5034	1.1098	281.504
Moment	6.6102	208.4506	3.2187	6.6102	208.4506	3.2187

Buttons: Close, Refresh

Figure IV-4- Figure donnant le type de contreventement

CHAPITRE IV

MODELISATION DE LA STRUCTURE ET VERIFICATION DES EXIGENCES DU RPA

Effort repris par les portiques = 7.88 %

Effort repris par les voiles = 92.12 %

Conclusion :

D'après les résultats ci-dessus, **la structure est contreventée par voiles.**

IV-5- Vérification De La Structure Selon Les Exigences Du RPA 99/Version2003 :

Il n'y a pas pire pour l'homme que de se retrouver face à un incident dont il n'avait aucune connaissance.

Prédire une secousse sismique fait rêver plus d'un mais reste malheureusement à ce jour un domaine méconnu. Néanmoins, prévoir une construction parasismique peut être la seule manière de faire face à ce genre de dommages.

La réalisation d'une structure pouvant faire face à l'effet du séisme est l'intérêt de cette étude, pour cela, nous disposant d'un règlement parasismique rigoureux qui permet d'offrir un degré de protection considérable en vérifiant la stabilité et la résistance de la bâtisse vis-à-vis des efforts horizontaux et cela quelle que soit la région où on se trouve.

IV- 5-1-La période : (Art4.2.4 /RPA99 version 2003) :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante (Art4-6) :

$$T = C_T h_N^{0.75}$$

h_N: Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T: Coefficient ; fonction du système de contreventement, du type de remplissage (Tableau 4-6/RPA99version 2003).

CHAPITRE IV

MODELISATION DE LA STRUCTURE ET VERIFICATION DES EXIGENCES DU RPA

Dans le cas des portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie et le cas où le contreventement est assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie, on peut utiliser aussi la formule suivante :

$$T = 0.09h_N/\sqrt{D}$$

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

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.918565	64.0576	0.0025	0	64.0576	0.0025	0
2	0.864373	0.0027	68.8802	0	64.0603	68.8827	0
3	0.780126	4.9333	0.0003	0	68.9935	68.883	0
4	0.262081	12.1143	0	0	81.1078	68.883	0
5	0.236673	0	13.8321	0	81.1078	82.7151	0
6	0.213662	0.7165	0	0	81.8244	82.7151	0
7	0.13975	1.5443	0	0	83.3686	82.7151	0
8	0.113005	3.3334	0	0	86.7021	82.7151	0
9	0.104578	0	4.7723	0	86.7021	87.4875	0
10	0.094434	0.2821	0	0	86.9842	87.4875	0
11	0.09248	0	0	0	86.9842	87.4875	0
12	0.092176	0.0144	0	0	86.9985	87.4875	0
13	0.091841	0	0	0	86.9985	87.4875	0
14	0.079104	0	0	0	86.9985	87.4875	0
15	0.078399	0.0395	0	0	87.038	87.4875	0
16	0.066586	2.2677	0	0	89.3057	87.4875	0
17	0.059322	0	2.2641	0	89.3057	89.7515	0
18	0.053632	0.0232	0	0	89.3288	89.7515	0
19	0.050589	0.4366	0	0	89.7655	89.7515	0
20	0.042119	1.5211	0	0	91.2866	89.7516	0
21	0.041027	0	0.9578	0	91.2866	90.7094	0

Tableau IV-2- Période et participation massique

CHAPITRE IV

MODELISATION DE LA STRUCTURE ET VERIFICATION DES EXIGENCES DU RPA

La période analytique est tirée du tableau donné par le logiciel ETABS :

$$T_{\text{analytique}} = 0.91 \text{ sec}$$

La première formule empirique donne :

$$T_{\text{empirique}} = 0.05 \times (36.37)^{\frac{3}{4}} = 0.74 \text{ sec}$$

$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}}$ Condition vérifiée.

IV- 5-2-pourcentage de la participation de la masse modale :

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur à 90% dans les deux sens (X-X et Y-Y). (Art 4.3.4 RPA99/version 2003).

Depuis le tableau (tab IV-1) ; nous pouvons voir que le mode fondamental est une translation suivant x avec une mobilisation de masse de 64.06%, une translation suivant Y avec une mobilisation de masse de 68.88%.

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment, d'où la condition du RPA est vérifiée.

IV- 5-3-déplacements relatifs :

D'après le RPA 99 (Art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le RPA 99 (art 4-43) :

$$\delta_k = R\delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion) .

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif du niveau " k" par rapport au niveau " k-1"est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

CHAPITRE IV

MODELISATION DE LA STRUCTURE ET VERIFICATION DES EXIGENCES DU RPA

Suivant Ex :

niveaux	δ_{ek} (m)	$\delta_{k+1}-\delta_k$	$\delta_{relatif}$	condition
11	0.041	0.001	1.87	Vérifiée
10	0.042	0.004	3.06	Vérifiée
9	0.038	0.004	3.06	Vérifiée
8	0.034	0.004	3.06	Vérifiée
7	0.030	0.005	3.06	Vérifiée
6	0.025	0.006	3.06	Vérifiée
5	0.019	0.005	3.06	Vérifiée
4	0.014	0.005	3.06	Vérifiée
3	0.009	0.005	3.06	Vérifiée
2	0.004	0.004	3.00	Vérifiée
1	0.0005	0.0005	4.50	Vérifiée

Tableau IV-3- Déplacements relatifs suivant Ex

Suivant Ey:

niveaux	δ_{ek} (m)	$\delta_{k+1}-\delta_k$	$\delta_{relatif}$	condition
11	0.032	0.001	1.87	Vérifiée
10	0.031	0.002	3.06	Vérifiée
9	0.029	0.003	3.06	Vérifiée
8	0.026	0.004	3.06	Vérifiée
7	0.022	0.004	3.06	Vérifiée
6	0.018	0.004	3.06	Vérifiée
5	0.014	0.004	3.06	Vérifiée
4	0.010	0.004	3.06	Vérifiée
3	0.006	0.003	3.06	Vérifiée
2	0.0034	0.003	3.00	Vérifiée
1	0.0003	0.0003	4.50	Vérifiée

Tableau IV-4- Déplacements relatifs suivant Ey

CHAPITRE IV

MODELISATION DE LA STRUCTURE ET VERIFICATION DES EXIGENCES DU RPA

Remarque :

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement **R** lors du calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lors de la modélisation (on a spécifié le type de contreventement).

IV- 5-4-déplacements maximales :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{Ht}{500}$$

f : la flèche admissible.

Ht : la hauteur totale du bâtiment.

Suivant Ex :

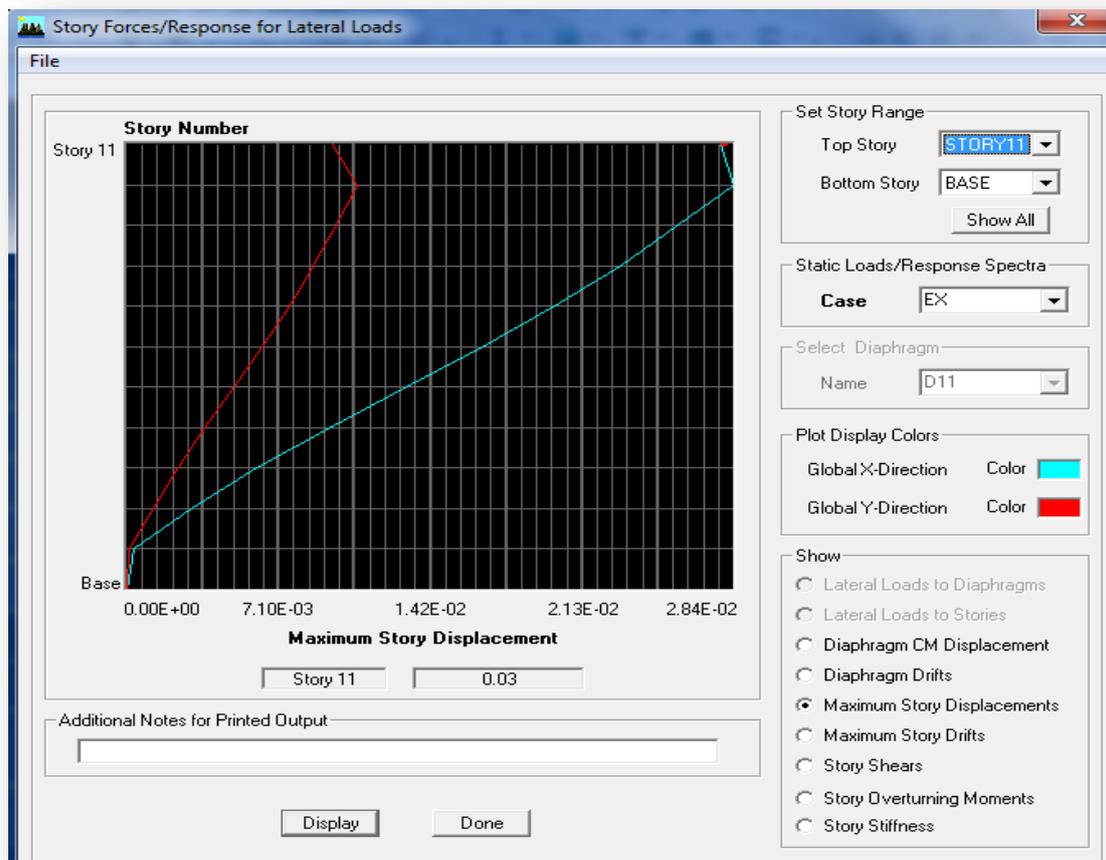


Figure IV-5- Déplacement maximal dans le sens x-x

CHAPITRE IV

MODELISATION DE LA STRUCTURE ET VERIFICATION DES EXIGENCES DU RPA

$$\delta_{\max} = 0,03\text{m} < f = ht/500 = 34.29/500 = 0.07\text{m} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Suivant EY :

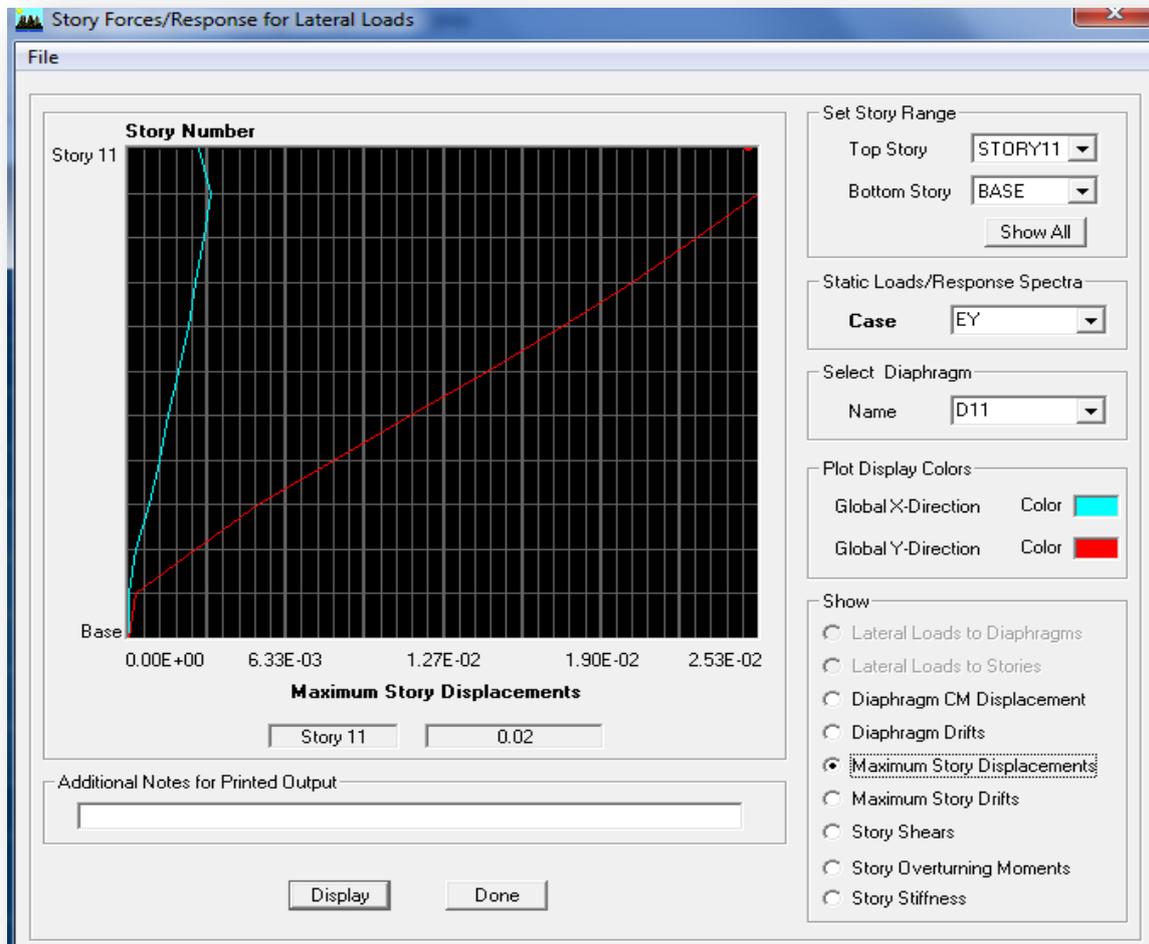


Figure IV-6- Déplacement maximal dans le sens Y-Y

$$\delta_{\max} = 0,02\text{m} < f = ht/500 = 34.29/500 = 0.07\text{m} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IV- 5-6-Vérification de l'effort tranchant à la base :(ART 4.3.6/ RPA Version 2003) :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces

CHAPITRE IV

MODELISATION DE LA STRUCTURE ET VERIFICATION DES EXIGENCES DU RPA

sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_D \leq 0.8 V_t$; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces ; déplacements ; moments ;.....) dans le rapport $0.8V_t / V_D$

❖ Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V_{st} = \frac{A.D.Q}{R} . W_T \quad \text{RPA 99 [formule 4-1]}$$

➤ Calcul des coefficients A,D,R :

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : 2
- Zone sismique II_a

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la formule (4.2) de RPA99, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) :

$$D = \begin{cases} 2.5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site qui est donnée par le tableau

(Tab 4.7) de RPA99 :

Site meuble $\rightarrow S_3 \Rightarrow T_2 = 0.5 \text{ sec}$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4-3) comme suit :
 $\xi(\%)$: est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages (Tab 4-2).

CHAPITRE IV

MODELISATION DE LA STRUCTURE ET VERIFICATION DES EXIGENCES DU RPA

Le système de contreventement est mixte $\Rightarrow \xi = 7\%$

D'où $\Rightarrow \eta = 0.88 \geq 0.70$ vérifiée

-La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement type de remplissage donné par (Tab 4-6 du RPA99)

R : coefficient de comportement global de la structure fonction de système de contreventement donné par le (Tab 4-3).

Les valeurs d'A.D. R. C_t et T sont données dans le tableau suivant :

paramètre	valeur	Article du RPA
Coefficient de zone A	0.15	Tableau 4.1
Période caractéristique	0.5 s	Tableau 4.7
Coefficient C_t	0.05	Tableau 4.6
Facteur d'amplification D	1.69	formule 4.2
Coefficient de comportement R	5	Tableau 4.3

Tableau IV-5- Tableau donnant les valeurs de A, D, R, T, C_t

➤ **Calcul du facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La régularité en plan et en élévation
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** " est satisfait ou non".

CHAPITRE IV

MODELISATION DE LA STRUCTURE ET VERIFICATION DES EXIGENCES DU RPA

Critères q	Observé/non	p_q
1. condition minimales sur les files de contreventement	oui	0.00
2. redondance en plan	non	0.05
3. régularité en élévation	oui	0.00
4. régularité en plan	oui	0.00
5. contrôle de la qualité des matériaux	oui	0.00
6. contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0.00

Tableau IV-6- valeurs de pénalités P_q

D'où : **Q = 1.1**

➤ **poids total de la structure :**

Pour les bâtiments à usage d'habitation, la masse de la structure doit comprendre la totalité des charges permanentes et 20% des surcharges d'exploitations, nous n'allons pas effectuer ce calcul car le logiciel ETABS peut le faire, il suffit d'introduire les valeurs des charges et de préciser le pourcentage de la surcharge (affecter la surcharge Q d'un coefficient qui est dans notre cas le 0,20).

$$W_G = 3503.15 \text{ t}$$

$$W_Q = 680.31 \text{ t}$$

$$W_i = W_G + 0.2W_Q \Rightarrow W_i = 3503.15 + 0.2 \times 680.31 \quad \mathbf{W_i = 3639.21 \text{ t}}$$

$$V_{Stx} = V_{Sty} = 202.96 \text{ t.}$$

$$V_x = 202.96 \times 0,8 = 162.37 \text{ t}$$

$$V_y = 202.96 \times 0,8 = 162.37 \text{ t}$$

$$V_{x \text{ dyn}} = 558.30 > 80\% V_x = 162.37 \text{ t} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{y \text{ dyn}} = 379.50 > 80\% V_x = 162.37 \text{ t} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc l'effort tranchant à la base est vérifié.

CHAPITRE IV

MODELISATION DE LA STRUCTURE ET VERIFICATION DES EXIGENCES DU RPA

IV- 5-7-Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux:

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante : **(Art 7.4.3.1 RPA 99/version 2003)**

$$\frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

N_d=197.06 t

B_c : l'aire (section brute) de la section de béton .

f_{c28} = la résistance caractéristique du béton.

$$\frac{197.06}{0.45 \times 0.45 \times 25000} = 0.04 \leq 0.3 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

IV- 5-8-justification vis-à-vis de l'effet P-Δ: (Art 5.9 RPA 99/version 2003)

L'effet du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tout les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0.10$$

avec :

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K ;

V_K:effort tranchant de l'étage k ;

h_K :hauteur de l'étage K ;

Δ_K :déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1

CHAPITRE IV

MODELISATION DE LA STRUCTURE ET VERIFICATION DES EXIGENCES DU RPA

NIV	Pk (cumul) †	sens x x			sens y y		
		ΔK (m)	VK x hK	θ_x (facteur d'instabilité)	ΔK (m)	VK x hK	θ_y (facteur d'instabilité)
11	46.106	0.001	16.77	0.0027	0.001	18.36	0.0025
10	225.941	0.004	85.13	0.0106	0.002	128.70	0.0035
9	335.411	0.004	283.17	0.0047	0.003	239.26	0.0042
8	338.454	0.004	400.43	0.0034	0.004	330.33	0.0041
7	338.454	0.005	502.63	0.0033	0.004	406.24	0.0033
6	341.964	0.006	594.95	0.0034	0.004	471.15	0.0029
5	345.474	0.005	678.52	0.0025	0.004	526.01	0.0026
4	345.474	0.005	753.06	0.0023	0.004	571.18	0.0024
3	348.819	0.005	816.44	0.0021	0.003	605.69	0.0017
2	327.879	0.004	820.98	0.0016	0.003	617.4	0.0015
1	398.132	0.0005	1237.90	0.0002	0.0003	932.44	0.00013

Tableau IV-7- justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

IV- 5-9-Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit :

C_M : centre de masse

C_R : centre de rigidité

Suivant le sens x-x :

On doit vérifier que : $|C_M - C_R| \leq 5\%L_y$

CHAPITRE IV

MODELISATION DE LA STRUCTURE ET VERIFICATION DES EXIGENCES DU RPA

Story	Diaphragm	XCM	XCR	CM-CR	5%LY	condition
STORY1	D1	9.421	9.414	0.007	0.68	vérifiée
STORY2	D2	9.4	9.415	-0.015	0.68	vérifiée
STORY3	D3	9.4	9.411	-0.011	0.68	vérifiée
STORY4	D4	9.4	9.409	-0.009	0.68	vérifiée
STORY5	D5	9.4	9.407	-0.007	0.68	vérifiée
STORY6	D6	9.4	9.406	-0.006	0.68	vérifiée
STORY7	D7	9.4	9.406	-0.006	0.68	vérifiée
STORY8	D8	9.4	9.405	-0.005	0.68	vérifiée
STORY9	D9	9.4	9.405	-0.005	0.68	vérifiée
STORY10	D10	9.4	9.404	-0.004	0.68	vérifiée
STORY11	D11	9.4	9.404	-0.004	0.68	vérifiée

Tableau IV-8- Excentricité suivant x-x

Suivant le sens Y-Y :

On doit vérifier que : $|CM - CR| \leq 5\%L_x$

Story	Diaphragm	YCM	YCR	CM-CR	5%Lx	condition
STORY1	D1	6.834	11.229	-4.395	1.09	vérifiée
STORY2	D2	6.495	8.522	-2.027	1.09	vérifiée
STORY3	D3	6.662	8.052	-1.39	1.09	vérifiée
STORY4	D4	6.66	7.819	-1.159	1.09	vérifiée
STORY5	D5	6.66	7.678	-1.018	1.09	vérifiée
STORY6	D6	6.659	7.583	-0.924	1.09	vérifiée
STORY7	D7	6.658	7.515	-0.857	1.09	vérifiée
STORY8	D8	6.658	7.463	-0.805	1.09	vérifiée
STORY9	D9	6.657	7.424	-0.767	1.09	vérifiée
STORY10	D10	6.741	7.398	-0.657	1.09	vérifiée
STORY11	D11	6.828	7.381	-0.553	1.09	vérifiée

Tableau IV-9- Excentricité suivant y-y

CHAPITRE IV

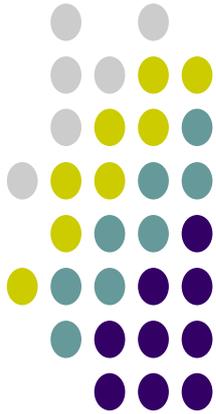
MODELISATION DE LA STRUCTURE ET VERIFICATION DES EXIGENCES DU RPA

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- ✓ La période est vérifiée ;
- ✓ Le pourcentage de participation massique est vérifié ;
- ✓ Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés ;
- ✓ L'effort tranchant à la base est vérifié ;
- ✓ l'effet du 2^o ordre est vérifié ;
- ✓ les efforts normaux dans les poteaux sont vérifiés ;
- ✓ L'excentricité est vérifiée.

Nous pouvons passer à la détermination des efforts internes et le ferrailage de la structure.



CHAPITRE V

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

V-1- FERRAILLAGE DES POTEAUX :

Les poteaux sont calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

	γ_s	f_{c28} (Mpa)	f_{bu} (Mpa)	Fe(Mpa)	σ_s (Mpa)
Situation durable	1,15	25	14,17	400	348
Situation accidentelle	1	25	18,48	400	400

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- $1,35G+1,5Q$ → à l'ELU.
- $G+Q$ → à l'ELS
- $G+Q+E$ → RPA99 révisée 2003.
- $0,8G \pm E$ → RPA99 révisée 2003.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- Section partiellement comprimée (**SPC**).
- Section entièrement comprimée (**SEC**).

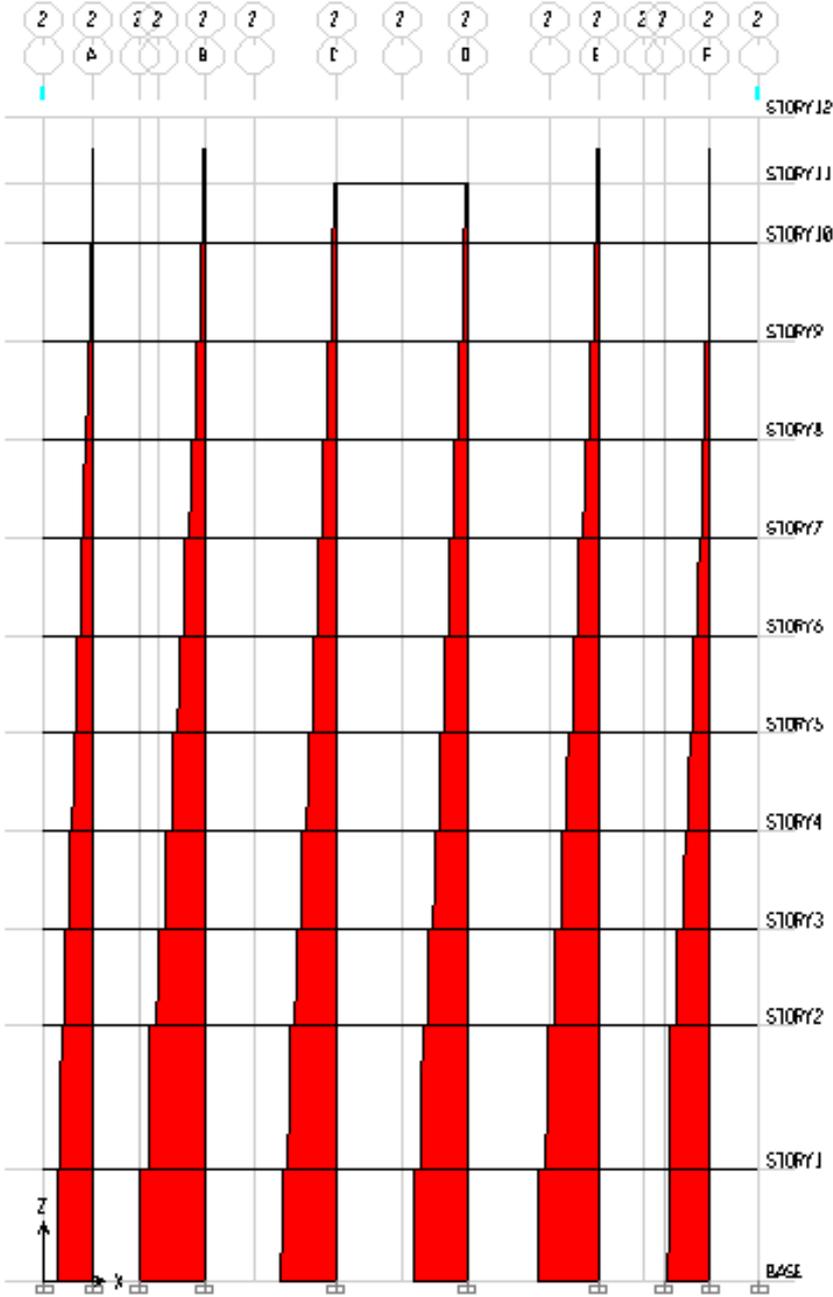


Figure V-1 : Diagramme des efforts normaux du portique 2(sens longitudinal)

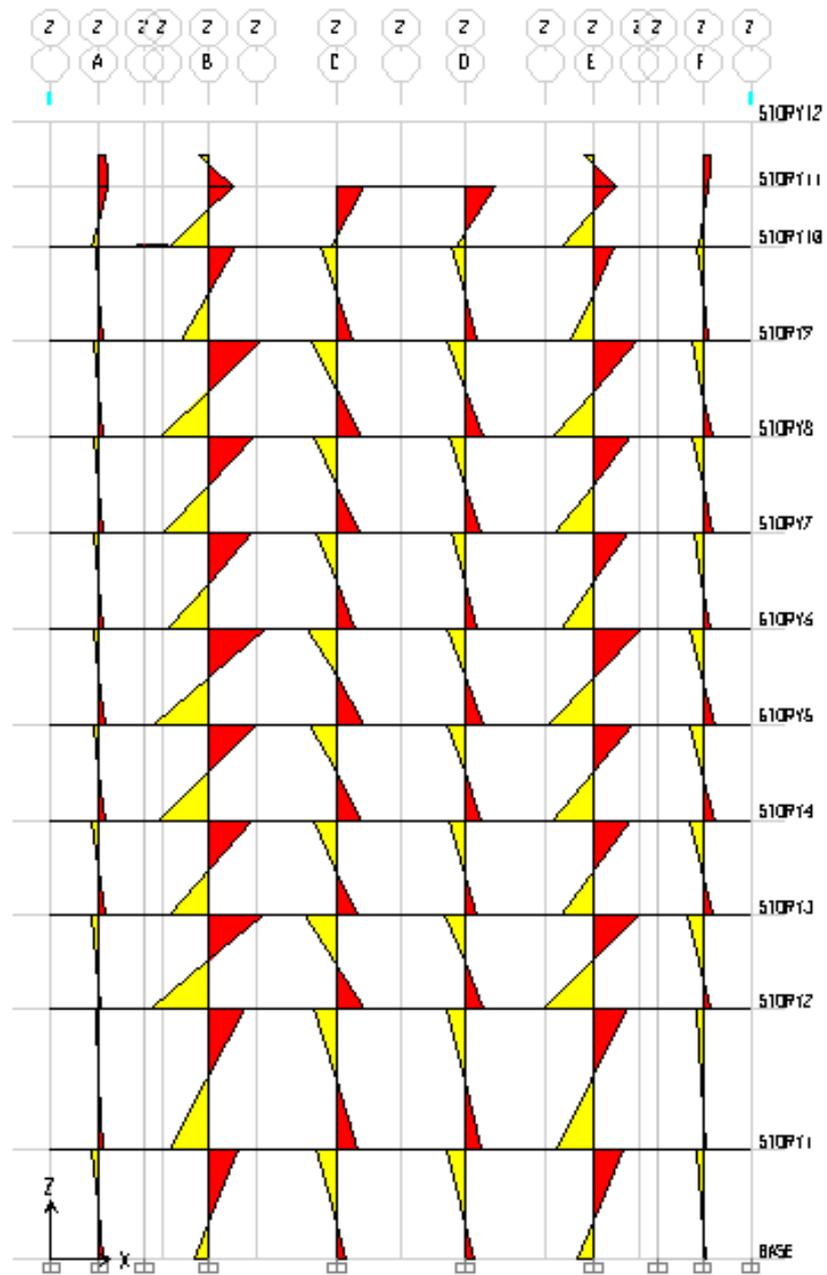


Figure V-2 : Diagramme des moments fléchissant (2-2) du portique 2
(Sens longitudinal)

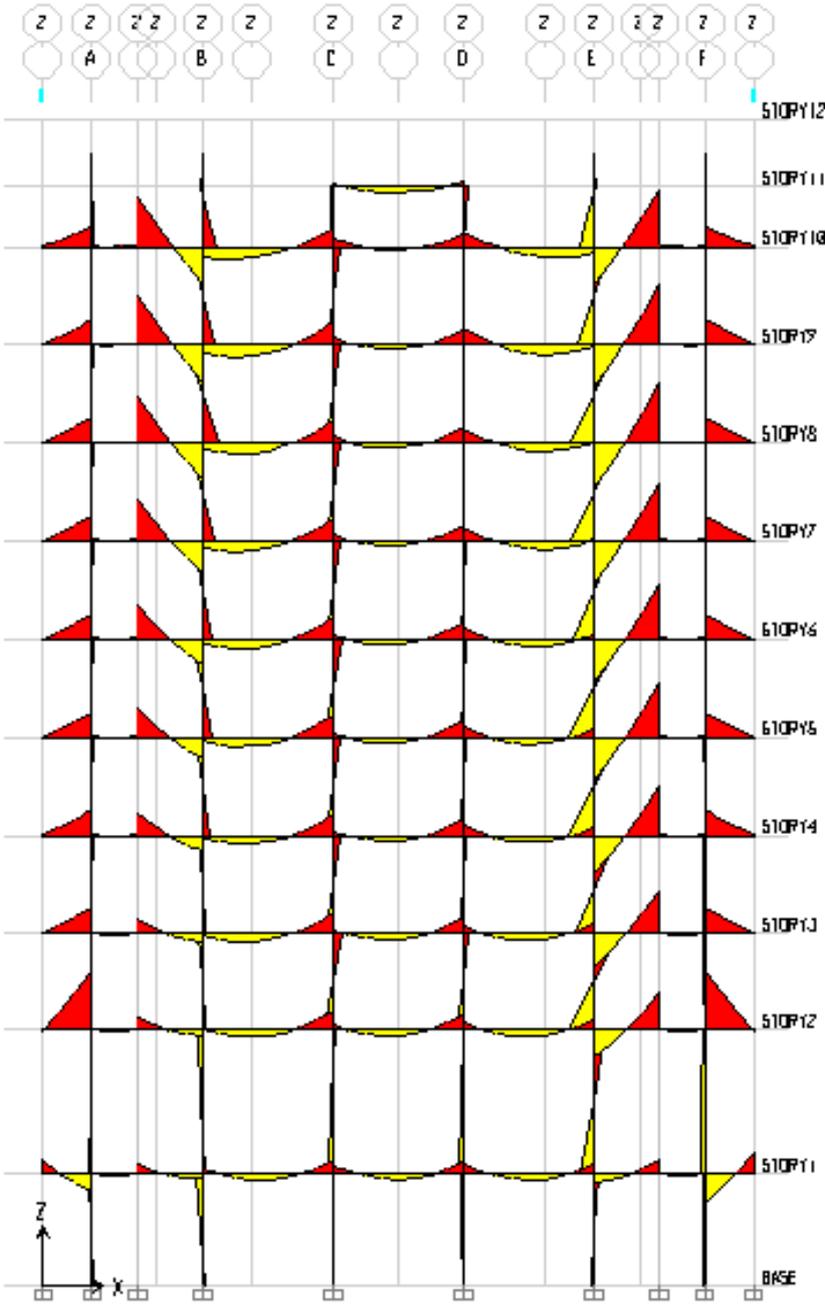


Figure V-3 : Diagramme des moments fléchissant (3-3) du portique 2
(Sens longitudinal)

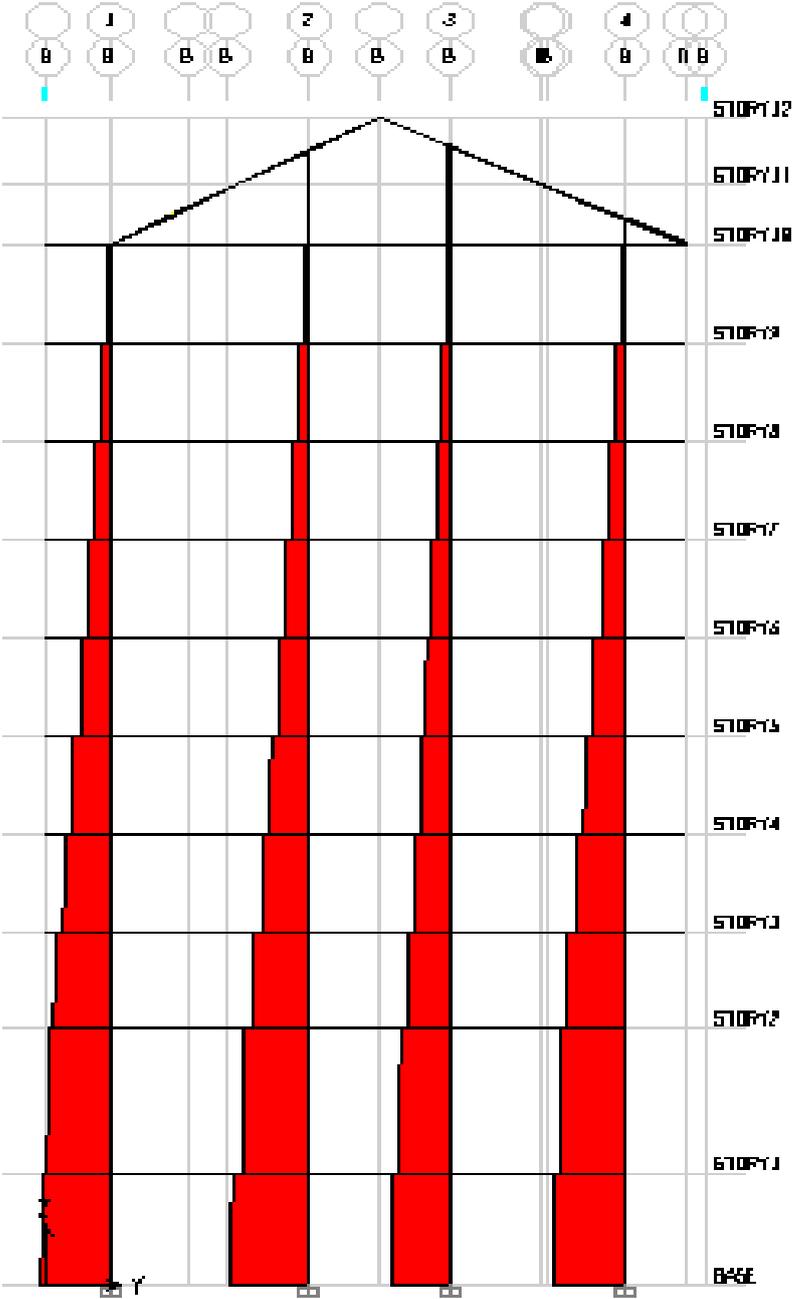


Figure V-4 : Diagramme des efforts normaux du portique B (sens transversal)

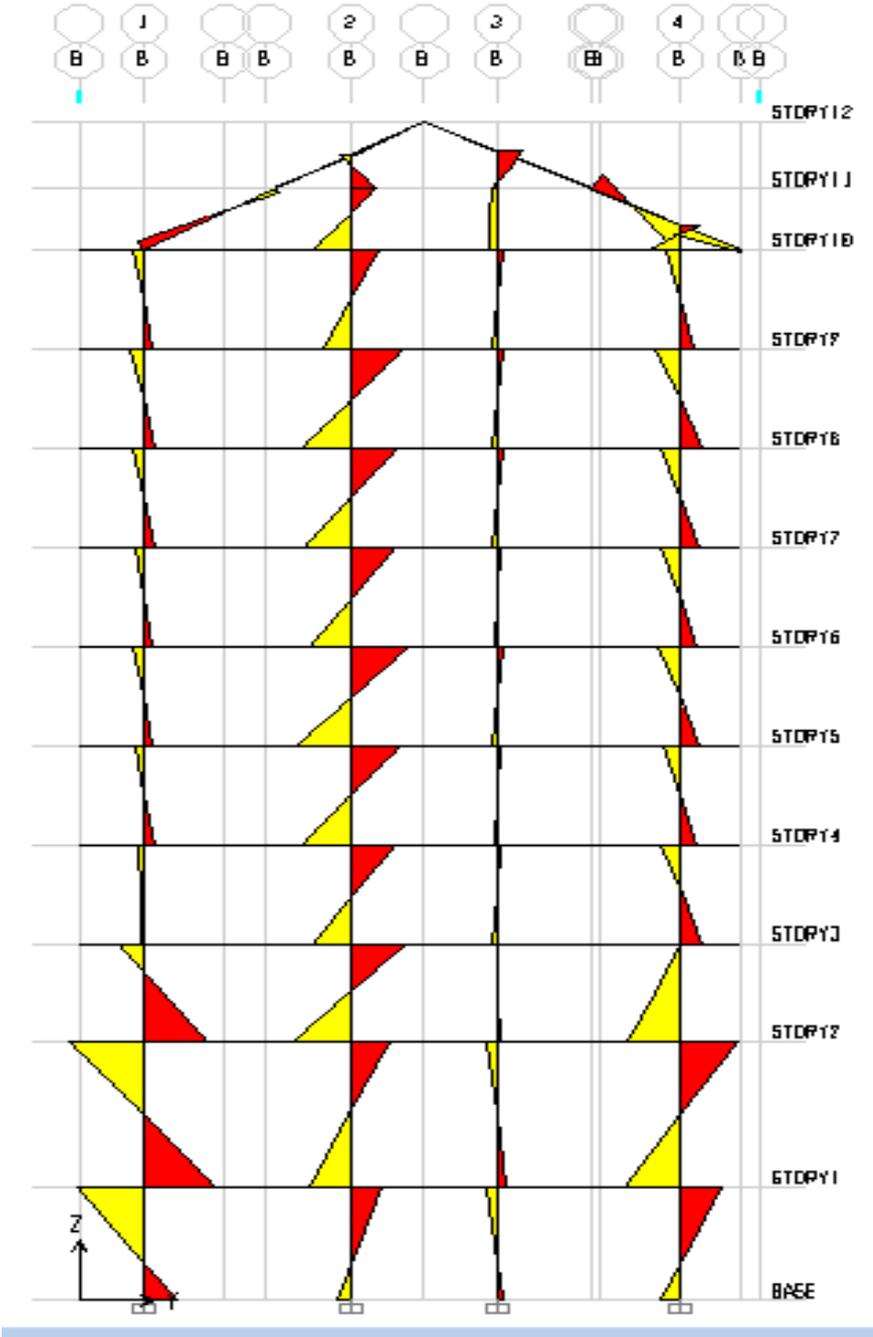


Figure V-5 : Diagramme des moments fléchissant (2-2) du portique B
(Sens transversal)

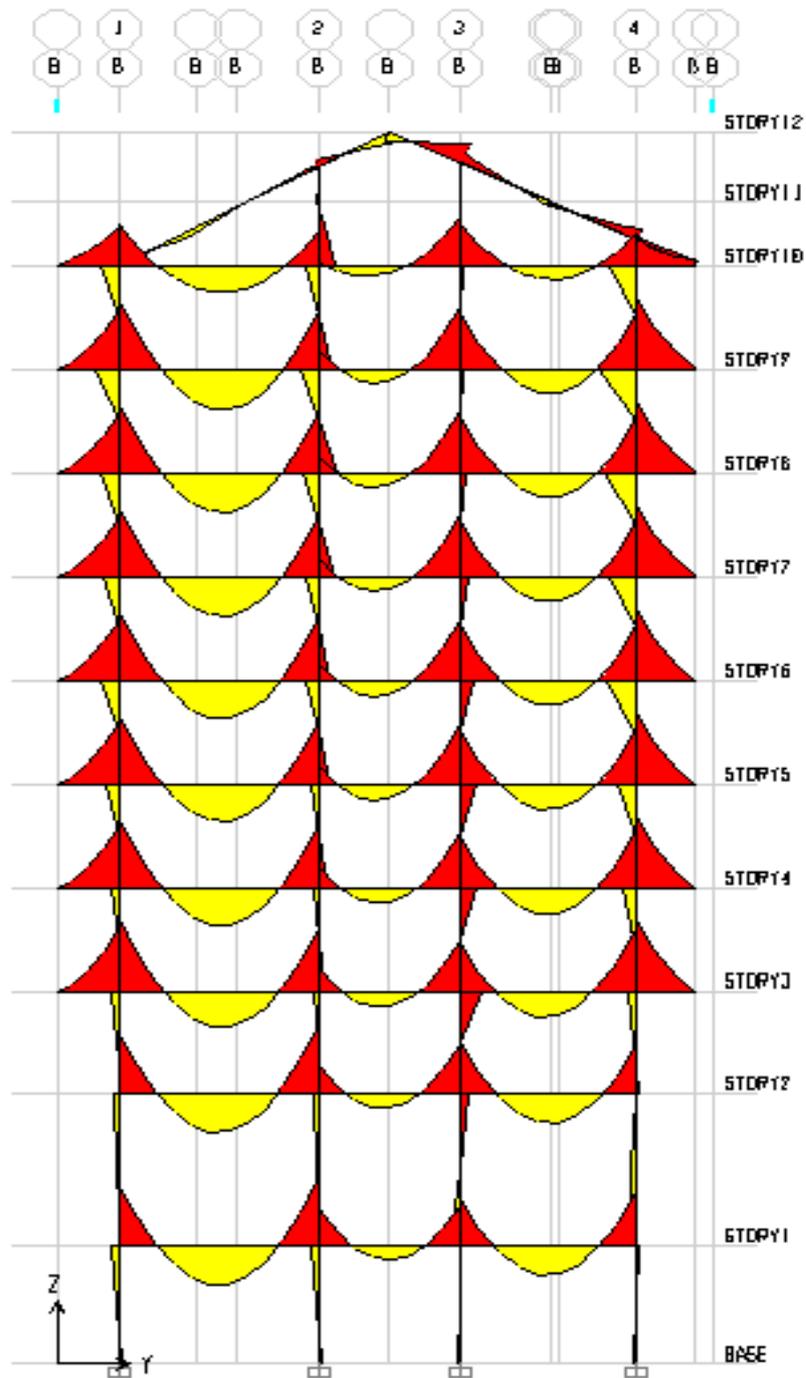


Figure V-6 : Diagramme des moments fléchissant (3-3) du portique B
(Sens transversal)

V-1-1-Recommandations Et Exigences Du RPA99 Révisée 2003

V-1-1-1-Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à la haute adhérence, droites et sans crochets.

Les pourcentages d'armatures recommandées par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimal d'armatures sera $0,8\% \times b \times h$ (en zone II)

Poteaux (45×45) : $A_{\min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16.20 \text{ cm}^2$

Poteaux (40×40) : $A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12.80 \text{ cm}^2$

Poteaux (35×45) : $A_{\min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9.80 \text{ cm}^2$

Poteaux (30×30) : $A_{\min} = 0,008 \times 30 \times 30 = 7.20 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de $6\% \times b \times h$ (en zone II)

Poteaux (45×45) : $A_{\max} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$

Poteaux (40×40) : $A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

Poteaux (35×35) : $A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$

Poteaux (30×30) : $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone courante sera $4\% \times b \times h$ (en zone II)

Poteaux (45×45) : $A_{\max} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

Poteaux (40×40) : $A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

Poteaux (35×35) : $A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

Poteaux (30×30) : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$

- Le diamètre minimal est de **12[cm]**
- La longueur maximale de recouvrement **$L_R = 40 \Phi$** en **zone II**
- La distance entre les barres longitudinales, dont une face ne doit pas dépasser **25cm** en **zone II_a**
- Les jonctions par recouvrement doivent être, si possibles, à l'extérieur des zones nodales.

V-1-1-2-Armatures transversales :

Les armatures transversales ont principalement un rôle de maintien des armatures longitudinales, elles évitent ainsi leur flambement.

Ces armatures sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho.Vu}{h1.f_e} \quad (\text{article 7.4.2.2/RPA99 version 2003})$$

Avec :

Vu : effort tranchant de calcul.

H₁ : hauteur totale de la section brute.

F_e : contrainte limite élastique de l'acier de l'armature transversale

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à 2.5 si λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et 3.75 dans le cas contraire.

λ_g : L'élançement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} \quad , i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad , l_f = 0.7 h_e$$

t : l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur de cet espacement est fixée dans la zone II comme suit :

-Dans la zone nodale :

$$t \leq (10\Phi_L^{\min}, 15\text{cm}) = \min(10 \times 1.2, 15\text{cm}) = 12\text{cm}.$$

-Dans la zone courante:

$$t \leq \min(15\Phi_L^{\min}) = 18\text{cm}.$$

L'écartement (t) des armatures transversales sera égal à :

En zone nodale **S_t=10cm.**

En zone courante **S_t=15cm.**

APPLICATION :

❖ **Poteaux (45x45) :**

Pour sous sol :

$$l_f = 0.7 \times 3.15 = 2,205 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2,205}{0.45} = 5$$

$$\Rightarrow \lambda_g = 5 \quad \text{D'où } \rho = 2.5$$

❖ **Pour le RDC partie commerce :**

$$l_f = 0.7 \times 4.15 = 2,905 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2,905}{0.45} = 6.45$$

$$\Rightarrow \lambda_g > 5 \quad \text{D'où } \rho = 2.5$$

-Dans la zone nodale :

$$At = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{h \cdot 1. fe} \right) T = \left(\frac{2.5 \times 275.13 \times 100}{450 \times 400} \right) 10 = 3.82 \text{ cm}^2$$

-Dans la zone courante :

$$At = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{h \cdot 1. fe} \right) T = \left(\frac{2.5 \times 275.13 \times 100}{450 \times 400} \right) 15 = 5.73 \text{ cm}^2$$

❖ Pour le RDC partie service :

$$l_f = 0.7 \times 2.65 = 1.855 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{I_f}{b} = \frac{1.855}{0.45} = 4.12$$

$$\Rightarrow \lambda_g < 5 \quad \text{D'où } \rho = 3.75$$

-Dans la zone nodale :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{h \cdot l \cdot f_e} \right) T = \left(\frac{3.75 \times 266.85 \times 100}{450 \times 400} \right) 10 = 5.56 \text{ cm}^2$$

-Dans la zone courante :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{h \cdot l \cdot f_e} \right) T = \left(\frac{3.75 \times 266.85 \times 100}{450 \times 400} \right) 15 = 8.34 \text{ cm}^2$$

❖ Poteaux (40x40) :

$$l_f = 0.7 \times 2.65 = 1.855 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{I_f}{b} = \frac{1.855}{0.40} = 4.64$$

$$\Rightarrow \lambda_g < 5 \quad \text{D'où } \rho = 3.75$$

-Dans la zone nodale :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{h \cdot l \cdot f_e} \right) T = \left(\frac{3.75 \times 246.14 \times 100}{400 \times 400} \right) 10 = 5.77 \text{ cm}^2$$

-Dans la zone courante :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{h \cdot l \cdot f_e} \right) T = \left(\frac{3.75 \times 246.14 \times 100}{400 \times 400} \right) 15 = 8.65 \text{ cm}^2$$

❖ Poteaux (35x 35) :

$$l_f = 0.7 \times 2.65 = 1.855 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{I_f}{b} = \frac{1.855}{0.35} = 5.30$$

$$\Rightarrow \lambda_g > 5 \quad \text{D'où } \rho = 2.5$$

-Dans la zone nodale :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{h \cdot l \cdot f_e} \right) T = \left(\frac{2.5 \times 163.30 \times 100}{350 \times 400} \right) 10 = 2.92 \text{ cm}^2$$

-Dans la zone courante :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{h \cdot l \cdot f_e} \right) T = \left(\frac{2.5 \times 163.30 \times 100}{350 \times 400} \right) 15 = 4.37 \text{ cm}^2$$

❖ **Poteaux (30x30) :**

$$l_f = 0.7 \times 2.65 = 1.855 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{1.855}{0.30} = 6.18$$

$$\Rightarrow \lambda_g > 5 \quad \text{D'où } \rho = 2.5$$

-Dans la zone nodale :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{h \cdot l \cdot f_e} \right) T = \left(\frac{2.5 \times 48.53 \times 100}{300 \times 400} \right) 10 = 1.01 \text{ cm}^2$$

-Dans la zone courante :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{h \cdot l \cdot f_e} \right) T = \left(\frac{2.5 \times 48.53 \times 100}{300 \times 400} \right) 15 = 1.52 \text{ cm}^2$$

D'après le **[BAEL 91]** Le diamètre des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_l : Diamètre max des armatures longitudinales.

➤ **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale :**

D'après l'article (7-4-2-2) /RPA 99 version 2003, la quantité d'armatures transversales minimale $A_t / t \cdot b_1$ en pourcentage est donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5$ 0.3%

CHAPITRE V DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

Si $\lambda_g \leq 3$ 0.8%

Si $3 > \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes

Avec :

λ_g : L'élançement géométrique du poteau

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

Les résultats sont donnés comme suit :

En zone nodale (St = 10cm) :

- Poteau de (30×30) cm² $A_t = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.90$ cm².
- Poteau de (35×35) cm² $A_t = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05$ cm².
- Poteau de (40×40) cm² $A_t = 2.84$ cm² .
- Poteau de (45×45) cm² $A_t = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35$ cm² .

En zone courante (St = 15cm):

- Poteau de (30×30) cm² $A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35$ cm².
- Poteau de (35×35) cm² $A_t = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57$ cm².
- Poteau de (40×40) cm² $A_t = 2.84$ cm².
- Poteau de (45×45) cm² $A_t = 0.003 \times 15 \times 45 = 1.80$ cm².

V-1-2-Calcul du ferrailage des poteaux :

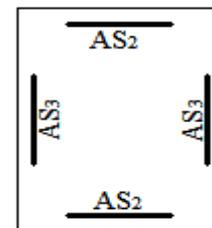
➤ **Conventions:**

Efforts normaux :

$N > 0$: compression ; $N < 0$: traction

Ferrailage :

As₂: armatures dans le sens yy. **As₃**: armatures dans le sens xx.



CHAPITRE V DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel de calcul et de dessin intégré d'éléments en béton armé **GénieCad 2010** de Mr CHEKIRED ABDENOUR.

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Poteaux (45X45) cm² :

	Etat limite ultime		Combinaisons accidentelles	
NC _{max} → M _{corres}	NC _{max} = 197.02 t		NC _{max} = 168.43 t	
	M ₃ = 2.184 t.m	M ₂ = 4.178 t.m	M ₃ = 0.834 t.m	M ₂ = 0.932 t.m
	As ₃ = 0.00 cm ²	As ₂ = 0.00 cm ²	As ₃ = 0.00 cm ²	As ₂ = 0.00 cm ²
NC _{min} → M _{corres}	NC _{min} = 20.32 t		NC _{min} = 41.78 t	
	M ₃ = 0.1 t.m	M ₂ = 0.23 t.m	M ₃ = 0.333 t.m	M ₂ = 0.528 t.m
	As ₃ = 0.00 cm ²	As ₂ = 0.00 cm ²	As ₃ = 0.00 cm ²	As ₂ = 0.00 cm ²
M _{3max} → N _{corres}	M _{3max} = 6.98 → N _{corres} = 99.16		M _{3max} = 15.55 → N _{corres} = 56.37	
	As ₃ = 0.00 cm ²		As ₃ = 4.76 cm ²	
M _{2max} → N _{corres}	M _{2max} = 5.29 → N _{corres} = 139.28		M _{2max} = 12.59 → N _{corres} = 40.69	
	As ₂ = 0.00 cm ²		As ₂ = 3.88 cm ²	

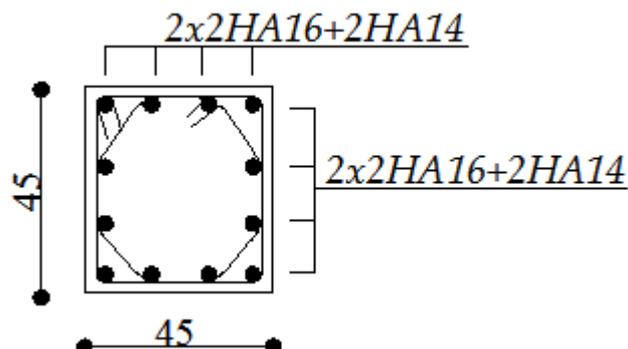
Tableau V-1: Ferrailage des poteaux de (45x45 cm²) suivant les deux sens.

Poteaux (45X45) cm² :

Sens xx : As₃ min = 4.76 cm², on opte : **2 HA14 + 2 HA16 = 7,1 cm²**

Sens yy : As₂ max = 3.88 cm², on opte : **2 HA14 + 2 HA16 = 7,1 cm²**

La section totale est de **8 HA14 + 4HA16 = 20,35 cm²** > As min= 16.20 c



Poteaux (40X40) cm²

	Etat limite ultime	Combinaisons accidentelles
N _{C max} → M _{corres}	N _{C max} = 155.79 t	N _{C max} = 125.94 t
	M ₃ = 1.81 t.m M ₂ = 0.96 t.m	M ₃ = 0.836 t.m M ₂ = 3.258 t.m
	As ₃ = 0.00 cm ² As ₂ = 0.00 cm ²	As ₃ = 0.00 cm ² As ₂ = 0.00 cm ²
N _{C min} → M _{corres}	N _{C min} = 19.73 t	N _{C min} = 3.05 t
	M ₃ = 0.007 t.m M ₂ = 0.012 t.m	M ₃ = 3.629 t.m M ₂ = 0.019 t.m
	As ₃ = 0.00 cm ² As ₂ = 0.00 cm ²	As ₃ = 0.00 cm ² As ₂ = 0.00 cm ²
M _{3 max} → N _{corres}	M _{3 max} = 7.62 → N _{corres} = 65.60	M _{3 max} = 13.33 → N _{corres} = 39.03
	As ₃ = 0.00 cm ²	As ₃ = 5.06 cm ²
M _{2 max} → N _{corres}	M _{2 max} = 3.50 → N _{corres} = 65.29	M _{2 max} = 11.44 → N _{corres} = 33.23
	As ₂ = 0.00 cm ²	As ₂ = 4.17 cm ²

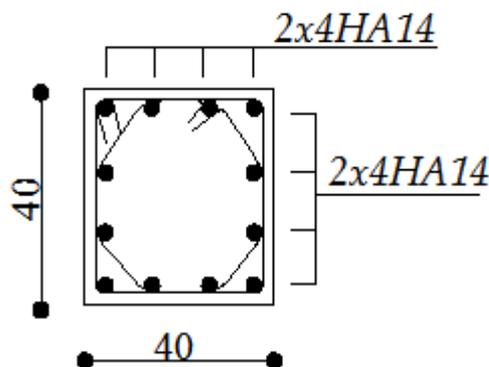
Tableau : V-2- Ferrailage des poteaux de (40x40 cm²) suivant les deux sens.

Poteaux (40X40) cm² :

Sens xx : As_{3 min} = 5.06 cm², on opte : **4 HA14 = 6.15 cm²**

Sens yy : As_{2 max} = 4.17 cm², on opte : **4 HA14 = 6.15 cm²**

La section totale est de **12 HA14 = 18.46 cm²** > As min= 12.80 c



Poteaux (35X35) cm2

	Etat limite ultime	Combinaisons accidentelles
Nc _{max} → M _{corres}	Nc _{max} = 85.54 t	Nc _{max} = 68.09 t
	M ₃ = 1.07 t.m M ₂ = 1.06 t.m	M ₃ = 0.383 t.m M ₂ = 2.699 t.m
	As ₃ = 0.00cm ² As ₂ = 0.00 cm ²	As ₃ = 0.00 cm ² As ₂ = 0.00 cm ²
Nc _{min} → M _{corres}	Nc _{min} = 5.71 t	Nc _{min} = 3.42 t
	M ₃ = 0.093 t.m M ₂ = 0.026 t.m	M ₃ = 0.187 t.m M ₂ = 0.631 t.m
	As ₃ = 0.00 cm ² As ₂ = 0.00 cm ²	As ₃ = 0.00 cm ² As ₂ = 0.00 cm ²
M _{3max} → N _{corres}	M _{3max} = 6.326 → N _{corres} = 24.16	M _{3max} = 8.704 → N _{corres} = 28.38
	As ₃ = 0.00 cm ²	As ₃ = 3.87cm ²
M _{2max} → N _{corres}	M _{2max} = 3.063 → N _{corres} = 21.68	M _{2max} = 7.495 → N _{corres} = 20.73
	As ₂ = 0.00 cm ²	As ₂ = 3.62 cm ²

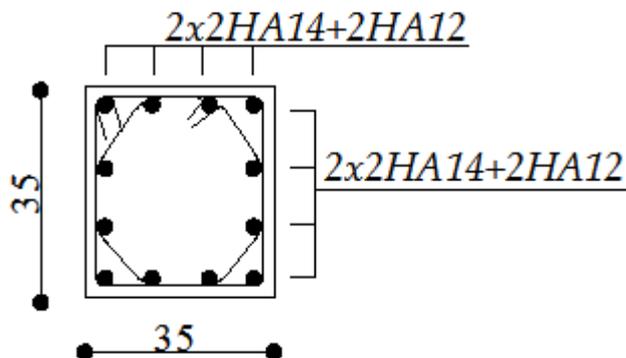
Tableau V-3 : Ferrailage des poteaux de (35x35 cm²) suivant les deux sens

Poteaux (35X35) cm2 :

Sens xx : As₃ min = 3.87 cm², on opte : **2 HA14+2HA12 = 5.34 cm²**

Sens yy : As₂ max = 3.62 cm², on opte : **2 HA14+2HA12 = 5.34 cm²**

La section totale est de **4 HA14+8HA12 = 15.20 cm²** > As min= 9.80 cm²



Poteaux (30X30) cm²

	Etat limite ultime	Combinaisons accidentelles
NC _{max} → M _{corres}	NC _{max} = 18.39 t	
	M ₃ = 0.516 t.m	M ₂ = 1.21 t.m
	AS ₃ = 0.00 cm ²	AS ₂ = 0.00 cm ²
NC _{min} → M _{corres}	NC _{min} = 0.6 t	
	M ₃ = 0.007 t.m	M ₂ = 0.876 t.m
	AS ₃ = 0.00 cm ²	AS ₂ = 0.00 cm ²
M _{3max} → N _{corres}	M _{3max} = 4.396 → N _{corres} = 10.46	M _{3max} = 4.59 → N _{corres} = 6.04
	AS ₃ = 3.61 cm ²	AS ₃ = 3.65 cm ²
M _{2max} → N _{corres}	M _{2max} = 3.04 → N _{corres} = 4.75	M _{2max} = 4.05 → N _{corres} = 1.35
	AS ₂ = 2.67 cm ²	AS ₂ = 3.68 cm ²

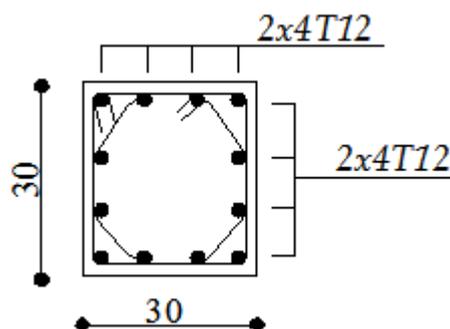
Tableau : V-4- Ferrailage des poteaux de (30x30 cm²) suivant les deux sens

Poteaux (30X30) cm² :

Sens xx : AS₃ min = 3.65 cm², on opte : **4HA12 = 4.52 cm²**

Sens yy : AS₂ max = 3.68 cm², on opte : **4HA12 = 4.52 cm²**

La section totale est de **12HA12 = 13.56 cm²** > As min = 7.20 cm²



V-1-4-Vérfications à l'ELU

➤ **Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221)**

$$\ell_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$$

$\psi_s = 1.5$ pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{Pour les HA 12 : } \ell_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 42.32 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour les HA 14 : } \ell_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 49.38 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour les HA 16 : } \ell_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.6 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 56.44 \text{ cm}^2$$

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement est : $L = 40 \times \phi$

Pour les **HA12** : $L = 40 \times \phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$

Pour les **HA14** : $L = 40 \times \phi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$

Pour les **HA16** : $L = 40 \times \phi = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$

➤ **Vérification de l'effort tranchant (RPA99/Art7.4.32) :**

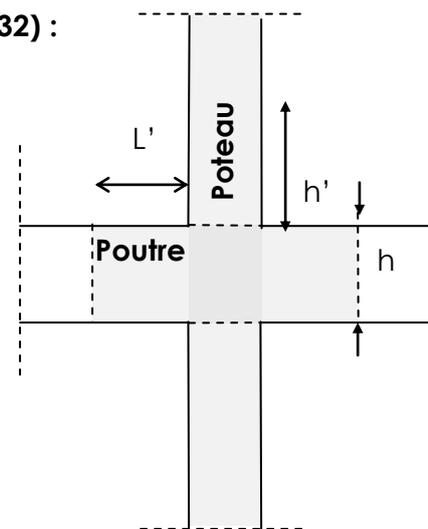
$$\tau_b \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

$$\text{Et } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0,04 \end{cases}$$

$$\tau_b \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa}$$

$$\tau_b \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0,04 \times 25 = 1 \text{ MPa}$$



FigureV-7- Délimitation de la zone nodale

➤ Délimitation de la zone nodale

$$L' = 2xh$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}$$

h : hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

$$h' = \max \{69, 45, 45, 60\}$$

On aura : $h' = 69 \text{ cm}$ soit 70 cm

V-1-5-Vérifications à l'ELS :

➤ Vérification d'une Section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

l_c : La distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 : est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3 \times l_c^2 - 6 \times n \cdot \bar{A}_u \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 6 \times n \cdot A_u \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 6 \times n \cdot \bar{A}_u \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6 \times n \cdot A_u \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5 \cdot (\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3 \cdot u}$

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) ; \quad y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) ; \quad y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec : $\alpha = \arccos\left(\frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right)$; $a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y_1)^2 + A'_s \cdot (y_1 - d')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{l} \cdot y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

CHAPITRE V DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

sections	sollicitations	Nc	M (t.m)	As2 cm ²	σ_{bc} (mpa)	$\bar{\sigma}$ (mpa)	Observation
45X45	N _{max} - M _{cor}	143.20	2.965	7.1+7.1	6.39	15	vérifiée
	N _{min} - M _{cor}	20.32	0.101	7.1+7.1	0.91	15	vérifiée
	M _{max} -N _{cor}	77.23	3.748	7.1+7.1	3.45	15	vérifiée
40X40	N _{max} - M _{cor}	113.28	0.717	6.15+6.15	6.35	15	vérifiée
	N _{min} - M _{cor}	19.73	0.012	6.15+6.15	1.10	15	vérifiée
	M _{max} -N _{cor}	47.92	2.511	6.15+6.15	2.68	15	vérifiée
35X35	N _{max} - M _{cor}	62.21	0.791	5.34+5.34	4.49	15	vérifiée
	N _{min} - M _{cor}	5.71	0.026	5.34+5.34	0.41	15	vérifiée
	M _{max} -N _{cor}	17.55	2.203	5.34+5.34	1.27	15	vérifiée
30X30	N _{max} - M _{cor}	13.38	0.892	4.52+4.52	1.30	15	vérifiée
	N _{min} - M _{cor}	1.02	1.023	4.52+4.52	0.10	15	vérifiée
	M _{max} -N _{cor}	7.55	1.22	4.52+4.52	0.73	15	vérifiée

Tableau V-5 : Vérification des contraintes à l'ELS (sens 2-2)

sections	sollicitations	Nc	M(t.m)	As3 cm ²	σ_{bc} (mpa)	$\bar{\sigma}$ (mpa)	Observation
45X45	N _{max} - M _{cor}	143.20	1.505	7.1+7.1	6.39	15	vérifiée
	N _{min} - M _{cor}	20.32	0.229	7.1+7.1	0.91	15	vérifiée
	M _{max} -N _{cor}	77.23	4.832	7.1+7.1	3.45	15	vérifiée
40X40	N _{max} - M _{cor}	113.28	1.242	6.15+6.15	6.35	15	vérifiée
	N _{min} - M _{cor}	19.73	0.007	6.15+6.15	1.10	15	vérifiée
	M _{max} -N _{cor}	47.92	5.421	6.15+6.15	2.68	15	vérifiée
35X35	N _{max} - M _{cor}	62.21	0.726	5.34+5.34	4.49	15	vérifiée
	N _{min} - M _{cor}	5.71	0.093	5.34+5.34	0.41	15	vérifiée
	M _{max} -N _{cor}	17.55	4.539	5.34+5.34	1.27	15	vérifiée
30X30	N _{max} - M _{cor}	13.38	0.345	4.52+4.52	1.30	15	vérifiée
	N _{min} - M _{cor}	1.02	0.022	4.52+4.52	0.10	15	vérifiée
	M _{max} -N _{cor}	7.55	3.16	4.52+4.52	0.73	15	vérifiée

Tableau V-6 : Vérification des contraintes à l'ELS (sens 3-3)

V-2- FERRAILLAGE DES POUTRES :

Les poutres sont calculées en flexion simple. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

$$1.35G+1.5Q \quad \text{ELU}$$

$$G+Q \quad \text{ELS}$$

V-2-1- Diagrammes Des Efforts Internes:

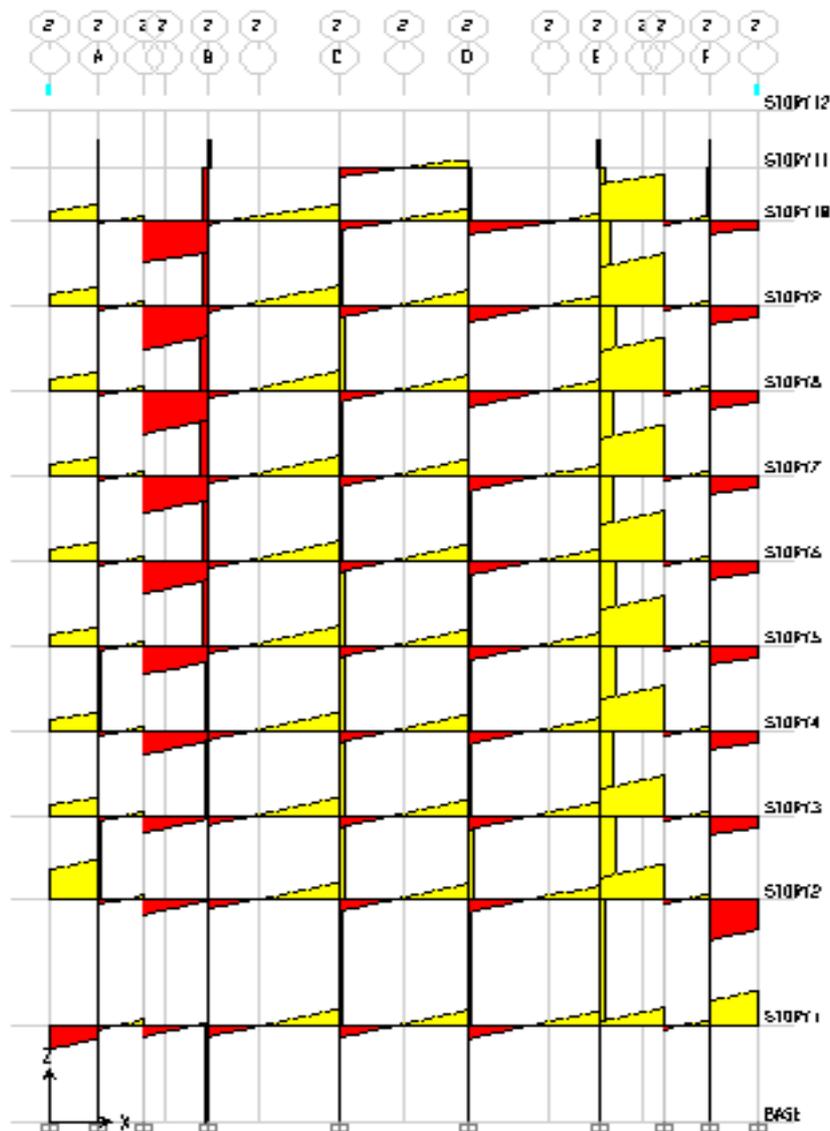


Figure V-8 : Diagramme des efforts tranchants du portique 2(sens longitudinal)

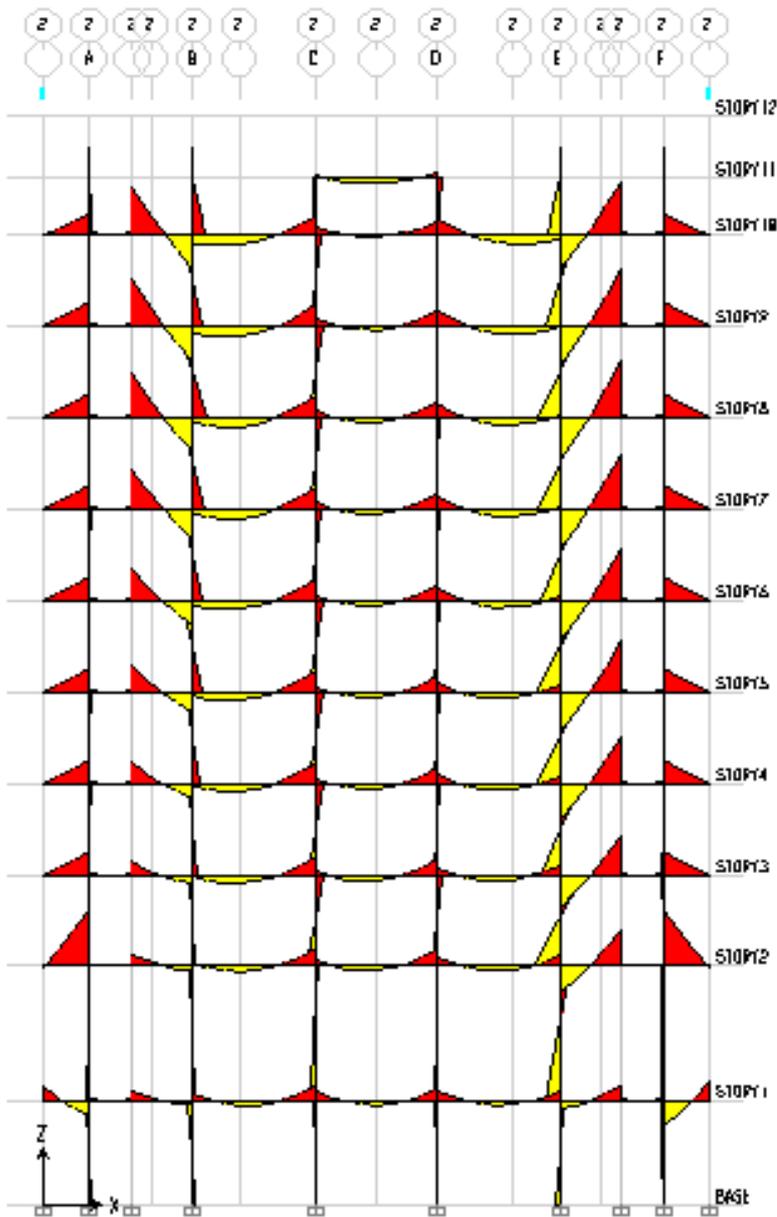


Figure V-9 : Diagramme des moments fléchissant du portique 2(sens longitudinal)

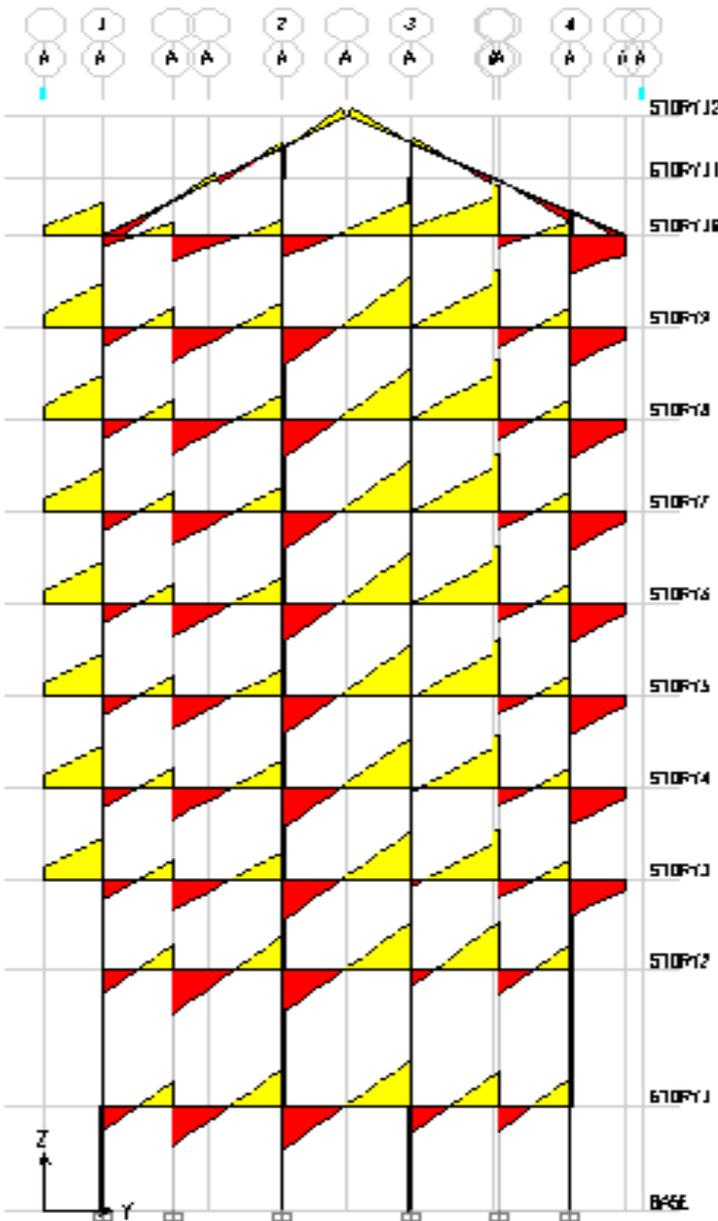


Figure V-10 : Diagramme des efforts tranchants du portique A (sens transversal)

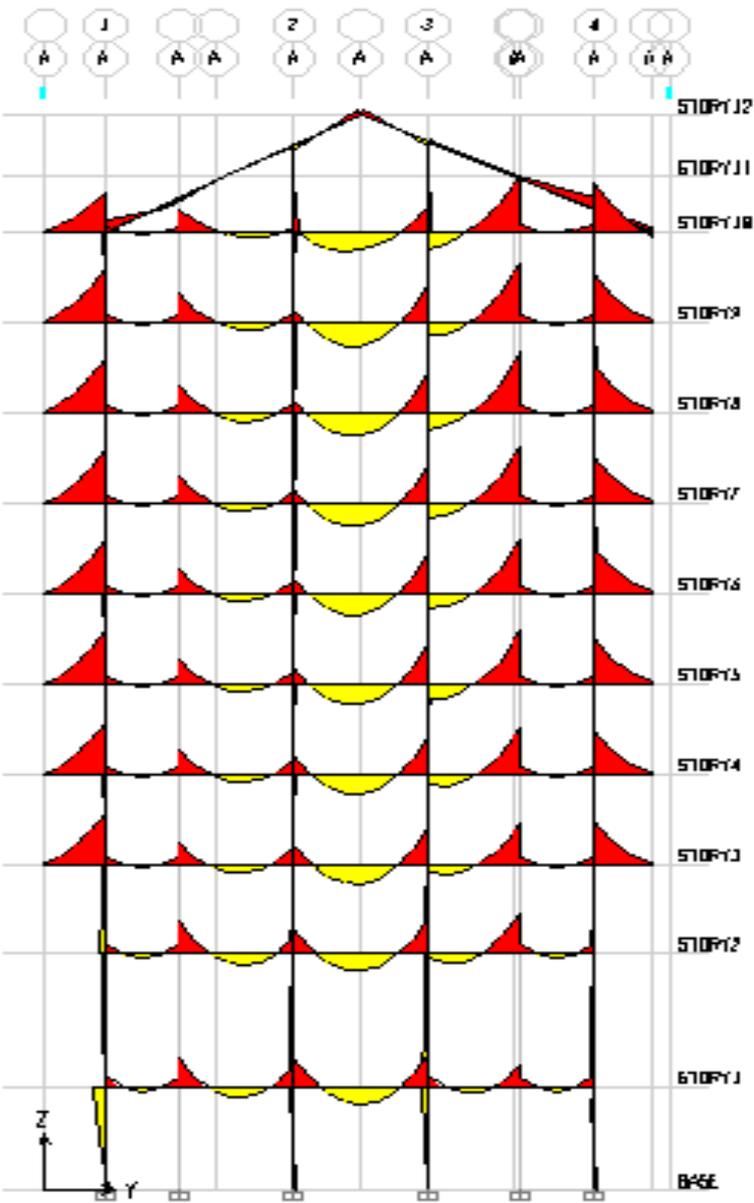


Figure V-11 : Diagramme des moments fléchissant du portique A (sens transversal)

V-2-2- Recommandations du RPA pour le ferrailage des poutres :

▪ **Armatures longitudinales :**

- ❖ Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.
- ❖ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de **4%** en zone courante et de **6%** en zone de recouvrement.
- ❖ La longueur minimale de recouvrement est de **40Ø** en zone **Ila**.
- ❖ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poutres de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.

	Pourcentage maximum		pourcentage minimum
	zone courante	zone de recouvrement	
Poutres principales (30X45)cm²	54	81	6.75
Poutres secondaires (30X35)cm²	42	63	5.25

Tableau-V-7- Pourcentage des armatures longitudinales

▪ **Armatures transversales :**

- ❖ La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

- ❖ L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$S_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi\right)$ En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq \frac{h}{2}$ En zone de recouvrement.

Avec : ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

- ❖ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

▪ Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexes E_3 , concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- A $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- A $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

V-2-3-Etapes De Calcul A L'ELU:

▪ Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}}$$

Si : $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ la section est simplement armée (SSA).

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s}$$

Si : $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ la section est doublement armée (SDA).

On calcule $M_r = \mu_1 b d^2 f_{bc}$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_{s1} = \frac{M_f}{\beta_r d \sigma_s} + \left(\frac{\Delta M}{d c'} \right) \sigma_s \quad ; \quad A' = \left(\frac{\Delta M}{d c'} \right) \sigma_s$$

V-2-4-Ferraillage :

Le ferraillage des poutres est résumé dans les tableaux suivants :

V-2-4-1-poutres principales :

Niv	M _u (tm)	comb	obs	A _{min}	A _s calculée	A _s adoptée	
11	3.06	ELU	SSA	6.75	2.11	3.39	3HA12
10	3.93	ELU	SSA	6.75	2.73	3.39	3HA12
9	5.08	ELU	SSA	6.75	3.56	4.62	3HA14
8	4.93	ELU	SSA	6.75	3.45	4.62	3HA14
7	4.94	ELU	SSA	6.75	3.46	4.62	3HA14
6	4.79	ELU	SSA	6.75	3.35	4.62	3HA14
5	4.66	ELU	SSA	6.75	3.25	4.62	3HA14
4	4.68	ELU	SSA	6.75	3.27	4.62	3HA14
3	4.47	ELU	SSA	6.75	3.12	4.62	3HA14
2	5.50	ELU	SSA	6.75	3.86	4.62	3HA14
1	6.29	ELU	SSA	6.75	4.45	4.62	3HA14

Tableau-V-8- Ferraillage des poutres principales (30X45) non adhérees aux voiles (en travée)

Niv	M _u (tm)	comb	obs	A _{min}	A _s calculée	A _s adoptée	
11	4.89	ELU	SSA	6.75	3.42	8.01	3HA14+3THA12
10	9.50	ELU	SSA	6.75	6.88	8.01	3HA14+3THA12
9	11.87	ELU	SSA	6.75	8.77	9.24	3HA14+3THA14
8	11.88	ELU	SSA	6.75	8.78	9.24	3HA14+3THA14
7	11.46	ELU	SSA	6.75	8.43	9.24	3HA14+3THA14
6	11.06	ELU	SSA	6.75	8.12	9.24	3HA14+3THA14
5	10.65	ELU	SSA	6.75	7.78	9.24	3HA14+3THA14
4	9.95	ELU	SSA	6.75	7.23	9.24	3HA14+3THA14
3	9.15	ELU	SSA	6.75	6.61	9.24	3HA14+3THA14
2	9.91	ELU	SSA	6.75	7.20	9.24	3HA14+3THA14
1	11.89	ELU	SSA	6.75	8.79	9.24	3HA14+3THA14

Tableau-V-9- Ferraillage des poutres principales (30X45) non adhérees aux voiles (aux appuis)

Niv	M _u (tm)	comb	obs	A _{min}	A _s calculée	A _s adoptée	
10	3.75	ELU	SSA	6.75	2.60	4.62	3HA14
9	3.14	ELU	SSA	6.75	2.17	4.62	3HA14
8	2.97	ELU	SSA	6.75	2.05	4.62	3HA14
7	2.44	ELU	SSA	6.75	1.68	4.62	3HA14
6	2.51	ELU	SSA	6.75	1.73	4.62	3HA14
5	2.58	ELU	SSA	6.75	1.77	4.62	3HA14
4	2.19	ELU	SSA	6.75	1.50	4.62	3HA14
3	1.89	ELU	SSA	6.75	1.29	4.62	3HA14
2	1.85	ELU	SSA	6.75	1.27	4.62	3HA14
1	2.41	ELU	SSA	6.75	1.66	4.62	3HA14

Tableau-V-10- Ferrailage des poutres principales (30X45) adhérees aux voiles (en travée)

Niv	M _u (tm)	comb	obs	A _{min}	A _s calculée	A _s adoptée	
10	7.48	ELU	SSA	6.75	5.33	9.24	3HA14+3THA14
9	7.80	ELU	SSA	6.75	5.57	9.24	3HA14+3THA14
8	7.47	ELU	SSA	6.75	5.33	9.24	3HA14+3THA14
7	6.79	ELU	SSA	6.75	4.82	9.24	3HA14+3THA14
6	6.39	ELU	SSA	6.75	4.52	9.24	3HA14+3THA14
5	6.22	ELU	SSA	6.75	4.39	9.24	3HA14+3THA14
4	5.79	ELU	SSA	6.75	4.08	9.24	3HA14+3THA14
3	5.11	ELU	SSA	6.75	3.58	9.24	3HA14+3THA14
2	5.61	ELU	SSA	6.75	3.94	9.24	3HA14+3THA14
1	4.79	ELU	SSA	6.75	3.35	9.24	3HA14+3THA14

Tableau-V-11- Ferrailage des poutres principales (30X45) adhérees aux voiles (aux appuis)

V-2-4-2-poutres secondaires :

Niv	M _u (tm)	comb	obs	A _{min}	A _s calculée	A _s adoptée	
11	0.70	ELU	SSA	5.25	0.61	4.62	3HA14
10	3.57	ELU	SSA	5.25	3.29	4.62	3HA14
9	3.25	ELU	SSA	5.25	2.98	4.62	3HA14
8	3.11	ELU	SSA	5.25	2.85	4.62	3HA14
7	3.01	ELU	SSA	5.25	2.76	4.62	3HA14
6	2.82	ELU	SSA	5.25	2.58	4.62	3HA14
5	2.89	ELU	SSA	5.25	2.64	4.62	3HA14
4	3.00	ELU	SSA	5.25	2.75	4.62	3HA14
3	2.60	ELU	SSA	5.25	2.37	4.62	3HA14
2	1.88	ELU	SSA	5.25	1.70	4.62	3HA14
1	1.02	ELU	SSA	5.25	0.91	4.62	3HA14

Tableau-V-12- Ferrailage des poutres secondaires (30X 35) non adhérees aux voiles (en travée)

Niv	M _u (tm)	comb	obs	A _{min}	A _s calculée	A _s adoptée	
11	1.25	ELU	SSA	5.25	1.12	3.39	3HA12
10	4.05	ELU	SSA	5.25	3.76	6.78	3HA12+3HA12
9	4.9	ELU	SSA	5.25	4.60	6.78	3HA12+3HA12
8	4.95	ELU	SSA	5.25	4.65	6.78	3HA12+3HA12
7	4.98	ELU	SSA	5.25	4.68	6.78	3HA12+3HA12
6	5.27	ELU	SSA	5.25	4.97	6.78	3HA12+3HA12
5	5.44	ELU	SSA	5.25	5.14	6.78	3HA12+3HA12
4	5.44	ELU	SSA	5.25	5.14	6.78	3HA12+3HA12
3	5.17	ELU	SSA	5.25	4.87	6.78	3HA12+3HA12
2	4.56	ELU	SSA	5.25	4.26	6.78	3HA12+3HA12
1	2.84	ELU	SSA	5.25	2.59	6.78	3HA12+3HA12

Tableau-V-13- Ferrailage des poutres secondaires (30X 35) non adhérees aux voiles (aux appuis)

Niv	M _u (tm)	comb	obs	A _{min}	A _s calculée	A _s adoptée	
10	6.50	ELU	SSA	5.25	6.24	9.24	3HA14+3T14
9	8.40	ELU	SSA	5.25	8.30	9.24	3HA14+3T14
8	9.08	ELU	SSA	5.25	9.06	9.24	3HA14+3T14
7	8.94	ELU	SSA	5.25	8.90	9.24	3HA14+3T14
6	9.14	ELU	SSA	5.25	9.10	9.24	3HA14+3T14
5	9.23	ELU	SSA	5.25	9.23	9.24	3HA14+3T14
4	9.04	ELU	SSA	5.25	9.02	9.24	3HA14+3T14
3	8.38	ELU	SSA	5.25	8.27	9.24	3HA14+3T14
2	7.47	ELU	SSA	5.25	7.27	9.24	3HA14+3T14
1	2.60	ELU	SSA	5.25	2.37	9.24	3HA14+3T14

Tableau-V-14- Ferrailage des poutres secondaires (30X 35) adhérees aux voiles(en travée)

Niv	M _u (tm)	comb	obs	A _{min}	A _s calculée	A _s adoptée	
10	6.50	ELU	SSA	5.25	6.24	8.01	3HA12+3HA14
9	6.93	ELU	SSA	5.25	6.69	8.01	3HA12+3HA14
8	6.89	ELU	SSA	5.25	6.65	8.01	3HA12+3HA14
7	7.32	ELU	SSA	5.25	7.11	8.01	3HA12+3HA14
6	7.62	ELU	SSA	5.25	7.44	8.01	3HA12+3HA14
5	7.85	ELU	SSA	5.25	7.69	8.01	3HA12+3HA14
4	7.87	ELU	SSA	5.25	7.71	8.01	3HA12+3HA14
3	7.98	ELU	SSA	5.25	7.83	8.01	3HA12+3HA14
2	6.52	ELU	SSA	5.25	6.26	8.01	3HA12+3HA14
1	3.51	ELU	SSA	5.25	3.23	8.01	3HA12+3HA14

Tableau-V-15- Ferrailage des poutres secondaires (30X 35) adhérees aux voiles (aux appuis)

V-2-4-3-Armatures transversales :**A-calcul des armatures transversales :****❖ Poutres principales (30X45) :**

La valeur de M_u est donnée par le logiciel ETABS ; elle est égale à 35.10 KNm

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{35.10 \times 10^3}{30 \times 43^2 \times 14.6} = 0.043$$

$$\mu = 0.043 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.978$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{35.10 \times 10^3}{0.978 \times 43 \times 348} = 2.40 \text{ cm}^2$$

❖ Poutres secondaires (30X35) :

La valeur de M_u est donnée par le logiciel ETABS ; elle est égale à 55.10 KNm

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{55.10 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.6} = 0.11$$

$$\mu = 0.11 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.952$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{55.10 \times 10^3}{0.952 \times 33 \times 348} = 5.04 \text{ cm}^2$$

B-Section des armatures transversales minimale:

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b \text{ (article 7.5.2.2 RPA99 version 2003)}$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$S_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi\right)$ En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq \frac{h}{2}$ En zone de recouvrement.

Avec :

φ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

	Poutres principales		poutres secondaires	
	Zone de recouvrement	Zone nodale	Zone de recouvrement	Zone nodale
Espacement maximal S_t	22.5	11.25	17.5	8.75
La largeur b	30	30	30	30
A_t	2.02	1.01	1.57	0.78
As adoptée	Cadre + étrier (T8)	Cadre + étrier (T8)	Cadre + étrier (T8)	Cadre + étrier (T8)

Tableau-16 : Armatures transversales minimales

V-2-5- Vérifications à l'ELU :

- **Vérification de la condition de non fragilité (article. A.4.2.1/BAEL 91)**

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

-Poutres principales de (30x45) : $A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 43 \times \frac{2.1}{400} = 1.55 \text{cm}^2.$

-Poutres secondaires de (30x35): $A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1.159 \text{cm}^2.$

La condition de non fragilité est vérifiée.

- **Influence de l'effort tranchant aux appuis (article .A-5.1.3.2.1 /BAEL91) :**

$$V_u = 0,267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$

Avec

$$a = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 33,3 = 29,97 \text{ cm}^2$$

$$V_u : 155,10 \text{ kN (Effort tranchant).}$$

b : largeur de la poutre.

$$V < 0,267 \cdot 29,97 \cdot 30 \cdot 2,5 = 600,15 \text{ kN}$$

$$V_u = 155,10 \text{ kN} < 600,15 \text{ kN (condition vérifiée)}$$

- **Justification sous sollicitation d'effort tranchant :(BAEL91.art A.5.1)**

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \quad T_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU}$$

$$\text{Poutres principales : } \tau_u = \frac{155,10 \times 10^3}{300 \times 430} = 1,20 \text{ MPa}$$

$$\text{Poutres secondaires : } \tau_u = \frac{155,10 \times 10^3}{300 \times 330} = 1,56 \text{ MPa}$$

Etat limite ultime du béton de l'âme :(BAEL91.art A.5.1.21)

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \min \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} = 3,33 \text{ MPa.}$$

*Poutres principales $\tau_u = 1.20 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée.

*Poutres secondaires $\tau_u = 1.56 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée

▪ **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres (BAEL91A.6.1. 3) :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \Psi = 1.5 \text{ Pour les H.A}$$

Avec :
$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.

Poutres principales :

$$3\text{HA}14 + 3\text{HA}14 \Rightarrow \sum U_i = 28.26 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{155.10 \times 10^3}{0.9 \times 0.43 \times 0.282} = 1.42 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Poutres secondaires :

$$3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 \Rightarrow \sum U_i = 22.606 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{155.10 \times 10^3}{0.9 \times 0.33 \times 0.226} = 2.31 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Calcul de la longueur de scellement droit des barres(BAEL91 Art A6-1.2.1) :**

$$l_s = \frac{\Phi_e f_e}{4x\tau_{su}} \quad \text{Avec } \tau_{su} = 0.6x\psi_s^2 x f_{t28} = 0.6x (1.5)^2 x 2.1 = 2.835$$

Pour les $\Phi 12$: $l_s = 42.33 \text{ cm}$

Pour les $\Phi 14$: $l_s = 49.38 \text{ cm}$.

Pour les $\Phi 16$: $l_s = 56.44 \text{ cm}$.

CHAPITRE V DETRMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « $0.4 l_s$ » pour barre à haute adhérence.

Pour les $\Phi 12$: $l_s = 16.93$ cm

Pour les $\Phi 14$: $l_s = 19.75$ cm.

Pour les $\Phi 16$: $l_s = 22.58$ cm.

Calcul des armatures transversales

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

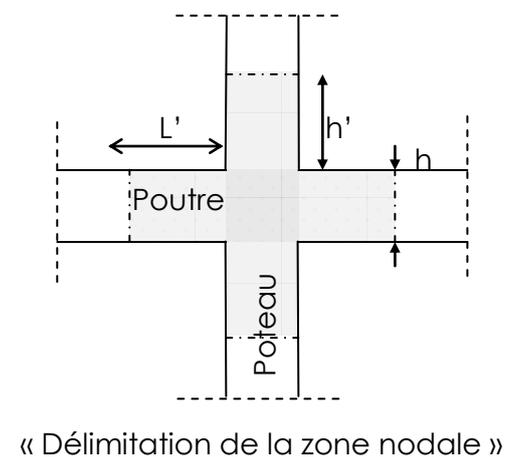
-poutres principales :

$$\Phi_t \leq \min \frac{h}{35}, \Phi_t, \frac{b}{10} = \min (12.86 ; 16 ; 30)$$

-poutres secondaires :

$$\Phi_t \leq \min \frac{h}{35}, \Phi_t, \frac{b}{10} = \min (10 ; 16 ; 30)$$

Soit $\Phi_t = 8mm$



On choisira 1 cadre + 1 étrier soit : **$A_t = 4HA8 = 2.01$ cm².**

▪ **Calcul des espacements :**

Zone nodale (appuis) : $S_t \leq \min \frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30cm$

- Poutres principales de (30x45): $S_t = 10cm$

- Poutres secondaires de (30x35): $S_t = 8cm$

Zone courante (travées): $S_t \leq \frac{h}{2}$

-Poutres principales de (30x45): $S_t = 15 \text{ cm}$

-Poutres secondaires de (30x35): $S_t = 15 \text{ cm}$

Délimitation de la zone nodale

* $L' = 2 \times h$

- poutres principales de (30x45) : $L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$

- poutres secondaires de (30x35) : $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

* $h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right)$

h : hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

On aura : $h' = 60 \text{ cm}$.

Remarque

Le cadre d'armatures transversales doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0.003 \quad S_t b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.62 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.62 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

V-2-6-Vérification à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives :

- Etat limite d'ouverture des fissures (exemple de calcul pour la fissuration non préjudiciable).
- Etat limita de résistance du béton à la compression.
- Etat limite de déformation :
- **Etat limite 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 :**

Il faut vérifier la contrainte dans le béton $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$ (Contrainte de traction des aciers),

A : armatures adoptées à l'ELU,

K_1 et β_1 sont tirés des tableaux en fonction de $\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d}$.

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

NIV	Ms (Tm)	As(cm ²)	ρ	β	K	σ _{st} (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	σ _{st} (Mpa)	Obs
11	2.18	4.62	0.358	0.907	38.76	120.987	3.121	15	348	Vérifiée
10	2.22	4.62	0.358	0.907	38.76	123.207	3.178	15	348	Vérifiée
9	2.80	6.03	0.467	0.897	33.54	120.387	3.589	15	348	Vérifiée
8	2.95	6.03	0.467	0.897	33.54	126.836	3.781	15	348	Vérifiée
7	3.10	6.03	0.467	0.897	33.54	133.285	3.973	15	348	Vérifiée
6	3.24	6.03	0.467	0.897	33.54	139.305	4.153	15	348	Vérifiée
5	3.38	6.03	0.467	0.897	33.54	145.324	4.332	15	348	Vérifiée
4	3.45	6.03	0.467	0.897	33.54	148.334	4.422	15	348	Vérifiée
3	3.24	6.03	0.467	0.897	33.54	139.305	4.153	15	348	Vérifiée
2	3.95	6.03	0.467	0.897	33.54	169.318	5.048	15	348	Vérifiée
1	4.05	6.03	0.467	0.897	33.54	174.131	5.191	15	348	Vérifiée

Tableau V-17-Vérification de l'état limite de compression du béton en travées des poutres principales

NIV	Ms (Tm)	As(cm ²)	ρ	β	K	σ _{st} (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	σ _{st} (Mpa)	Obs
11	0.5	3.38	0.341	0.909	39.95	49.314	1.234	15	348	Vérifiée
10	2.15	3.38	0.341	0.909	39.95	212.052	5.307	15	348	Vérifiée
9	2.29	3.38	0.341	0.909	39.95	225.860	5.653	15	348	Vérifiée
8	2.2	4.62	0.467	0.897	33.54	160.869	4.796	15	348	Vérifiée
7	2.12	4.62	0.467	0.897	33.54	155.019	4.621	15	348	Vérifiée
6	1.97	4.62	0.467	0.897	33.54	144.051	4.294	15	348	Vérifiée
5	1.9	4.62	0.467	0.897	33.54	138.932	4.142	15	348	Vérifiée
4	1.9	4.62	0.467	0.897	33.54	138.932	4.142	15	348	Vérifiée
3	1.74	4.62	0.467	0.897	33.54	127.233	3.793	15	348	Vérifiée
2	1.28	4.62	0.467	0.897	33.54	93.596	2.790	15	348	Vérifiée
1	0.7	4.62	0.467	0.897	33.54	51.185	1.526	15	348	Vérifiée

Tableau V-18-Vérification de l'état limite de compression du béton en travées des poutres secondaires

CHAPITRE V DETRMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

NIV	Ms (Tm)	As(cm ²)	ρ	β	K	σ _{st} (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	σ _{st} (Mpa)	Obs
11	2.54	4.62	0.358	0.907	38.76	140.966	3.636	15	348	Vérifiée
10	2.78	10.64	0.825	0.87	23.46	69.841	2.977	15	348	Vérifiée
9	2.98	10.64	0.825	0.87	23.46	74.866	3.191	15	348	Vérifiée
8	2.2	10.64	0.825	0.87	23.46	55.270	2.355	15	348	Vérifiée
7	3.14	10.64	0.825	0.87	23.46	78.886	3.362	15	348	Vérifiée
6	3.23	10.64	0.825	0.87	23.46	81.147	3.458	15	348	Vérifiée
5	2.76	10.64	0.825	0.87	23.46	69.339	2.955	15	348	Vérifiée
4	3.2	10.64	0.825	0.87	23.46	80.393	3.426	15	348	Vérifiée
3	4.17	10.64	0.825	0.87	23.46	104.762	4.465	15	348	Vérifiée
2	4.33	10.64	0.825	0.87	23.46	108.782	4.636	15	348	Vérifiée
1	2.12	10.64	0.825	0.87	23.46	53.260	2.270	15	348	Vérifiée

Tableau V-19-Vérification de l'état limite de compression du béton sur appuis des poutres principales

NIV	Ms (Tm)	As(cm ²)	ρ	β	K	σ _{st} (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	σ _{st} (Mpa)	Obs
11	0.83	6.78	0.685	0.88	26.67	42.155	1.580	15	348	Vérifiée
10	2.19	6.78	0.685	0.88	26.67	111.228	4.170	15	348	Vérifiée
9	2.59	6.78	0.685	0.88	26.67	131.544	4.932	15	348	Vérifiée
8	3.51	8.01	0.809	0.872	24.06	152.280	6.329	15	348	Vérifiée
7	3.54	8.01	0.809	0.872	24.06	153.582	6.383	15	348	Vérifiée
6	3.51	8.01	0.809	0.872	24.06	152.280	6.329	15	348	Vérifiée
5	3.6	8.01	0.809	0.872	24.06	156.185	6.491	15	348	Vérifiée
4	3.69	8.01	0.809	0.872	24.06	160.089	6.653	15	348	Vérifiée
3	3.62	8.01	0.809	0.872	24.06	157.052	6.527	15	348	Vérifiée
2	3.19	8.01	0.809	0.872	24.06	138.397	5.752	15	348	Vérifiée
1	2	8.01	0.809	0.872	24.06	86.769	3.606	15	348	Vérifiée

Tableau V-20-Vérification de l'état limite de compression du béton sur appuis des poutres secondaires

DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE▪ **ELS vis-à-vis des déformations :**

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Calcul de la flèche

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens.

$$\text{-Sens longitudinal : la flèche admissible : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm}$$

$$\text{-Sens transversal : la flèche admissible : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{510}{500} = 1.02 \text{ cm}$$

$$\text{La valeur de la flèche est : } f = \frac{M_s \times L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MPa}$$

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

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\lambda \times u)}$$

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogénéisée ($n=15$) par rapport au centre de gravité de la section.

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \cdot A_s \frac{h}{2} c'{}^2 + A_s' \frac{h}{2} c^2 = \frac{bh^3}{12} + 15 \cdot A_s \frac{h}{2} c'{}^2$$

ρ : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage

$$\text{d'armatures). } \rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$$

Calcul des coefficients :

$$\lambda_v = \frac{0.02 \cdot f_{t28}}{5 \cdot \rho} = \frac{0.0084}{\rho}$$

DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right)$$

La contrainte dans les aciers tendus :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A} \quad (\text{Voir l'état limite de résistance du béton en compression}).$$

Les résultats de vérification de la flèche pour les poutres principales et les poutres secondaires sont donnés dans les tableaux suivants.

NIV	Mts (Tm)	L (cm)	Ev (Mpa)	h (cm)	As(cm ²)	σ_{st} (Mpa)	λ	μ	I _o (cm ⁴)	I _{iv} (cm ⁴)	f (cm)	f _{adm} (cm)	Obs
11	0.5	400	10818.866	35	3.38	49.314	0.0246	0.0260	115172.75	126608.88	5.84 x 10 ⁻⁰⁶	0.8	vérifiée
10	2.15	400	10818.866	35	3.38	212.052	0.0246	0.0060	115172.75	126671.15	2.51x10 ⁻⁰⁵	0.8	vérifiée
9	2.29	400	10818.866	35	3.38	225.86	0.0246	0.0056	115172.75	126672.3	2.67x10 ⁻⁰⁵	0.8	vérifiée
8	2.2	400	10818.866	35	4.62	160.869	0.0179	0.0058	118102.25	129898.87	2.50 x10 ⁻⁰⁵	0.8	vérifiée
7	2.12	400	10818.866	35	4.62	155.019	0.0179	0.0060	118102.25	129898.35	2.41 x10 ⁻⁰⁵	0.8	vérifiée
6	1.97	400	10818.866	35	4.62	144.051	0.0179	0.0065	118102.25	129897.28	2.24 x10 ⁻⁰⁵	0.8	vérifiée
5	1.9	400	10818.866	35	4.62	138.932	0.0179	0.0067	118102.25	129896.72	2.16 x10 ⁻⁰⁵	0.8	vérifiée
4	1.9	400	10818.866	35	4.62	138.932	0.01798	0.0067	118102.25	129896.72	2.16 x10 ⁻⁰⁵	0.8	vérifiée
3	1.74	400	10818.866	35	4.62	127.233	0.0179	0.0073	118102.25	129895.27	1.98 x10 ⁻⁰⁵	0.8	vérifiée
2	1.28	400	10818.866	35	4.62	93.596	0.0179	0.0100	118102.25	129889.09	1.45 x10 ⁻⁰⁵	0.8	vérifiée
1	0.7	400	10818.866	35	4.62	51.185	0.0179	0.0183	118102.25	129869.72	7.97 x10 ⁻⁰⁵	0.8	vérifiée

Tableau V-21-Vérification de la flèche en travées des poutres secondaires

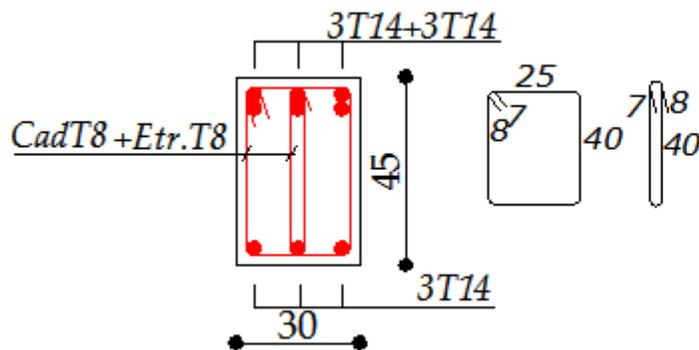
NIV	Ms (Tm)	L (cm)	Ev (Mpa)	h (cm)	As(cm ²)	σ_{st} (Mpa)	λ	μ	I _o (cm ⁴)	I _v (cm ⁴)	f (cm)	f _{adm} (cm)	Obs
11	2.18	510	10818.866	45	4.62	120.987	0.0234	0.0101	118102.25	129881.69	4.035 x10 ⁻⁰⁵	1.02	vérifiée
10	2.22	510	10818.866	45	4.62	123.207	0.0234	0.0099	118102.25	129882.25	4.109 x10 ⁻⁰⁵	1.02	vérifiée
9	2.8	510	10818.866	45	6.03	120.387	0.0179	0.0077	121433.38	133558.02	5.04 x10 ⁻⁰⁵	1.02	vérifiée
8	2.95	510	10818.866	45	6.03	126.836	0.0179	0.0073	121433.38	133558.97	5.31 x10 ⁻⁰⁵	1.02	vérifiée
7	3.1	510	10818.866	45	6.03	133.285	0.0179	0.0070	121433.38	133559.83	5.58 x10 ⁻⁰⁵	1.02	vérifiée
6	3.24	510	10818.866	45	6.03	139.305	0.0179	0.0067	121433.38	133560.56	5.83 x10 ⁻⁰⁵	1.02	vérifiée
5	3.38	510	10818.866	45	6.03	145.324	0.0179	0.0064	121433.38	133561.23	6.084 x10 ⁻⁰⁵	1.02	vérifiée
4	3.45	510	10818.866	45	6.03	148.334	0.0179	0.0063	121433.38	133561.54	6.21 x10 ⁻⁰⁵	1.02	vérifiée
3	3.24	510	10818.866	45	6.03	139.305	0.0179	0.0067	121433.38	133560.56	5.83 x10 ⁻⁰⁵	1.02	vérifiée
2	3.95	510	10818.866	45	6.03	169.318	0.0179	0.0055	121433.38	133563.42	7.11 x10 ⁻⁰⁵	1.02	vérifiée
1	4.05	510	10818.866	45	6.03	174.131	0.0179	0.0053	121433.38	133563.79	7.29 x10 ⁻⁰⁵	1.02	vérifiée

Tableau V-22-Vérification de la flèche en travées des poutres principales

Conclusion :	Armatures longitudinales				Armatures transversales	
	Non adhérees aux voiles		Adhérees aux voiles		Zone courante	Zone nodale
	En travée	Aux appuis	En travée	Aux appuis		
poutres principales	Du 1er au 9eme niveau: 3HA14 10eme et 11eme niveau: 3HA12	Du 1er au 9eme niveau: 3HA14+3T14 10eme et 11eme niveau: 3HA12+3T14	Du 1er au 10eme niveau: 3HA14	Du 1er au 10eme niveau: 3HA14+3HA14	Cadre + étrier (T8)	
poutres secondaires	Du 1er au 11eme niveau: 3HA14	Du 1er au 10eme niveau: 3HA12+3T12 11eme : 3HA12	Du 1er au 10eme niveau: 3HA14+3T14	Du 1er au 10eme : 3HA12+3T14		

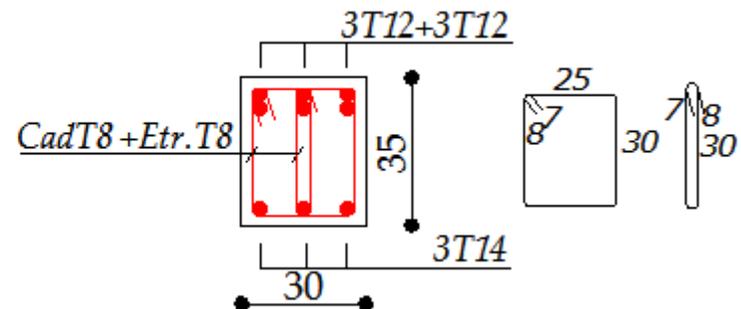
Exemple de ferrailage de poutre principale non adhéree aux Voiles

(Premier niveau)



Exemple de ferrailage de poutre secondaire non adhéree aux voiles

(Premier niveau)



V-3- Ferrailage des voiles :

Introduction :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vent) ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

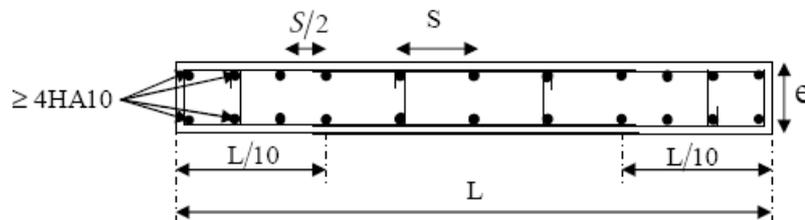
- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.



Disposition des armatures verticales dans les voiles

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L'}{3} \right)$$

Où L' : la longueur de la zone comprimée.

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter

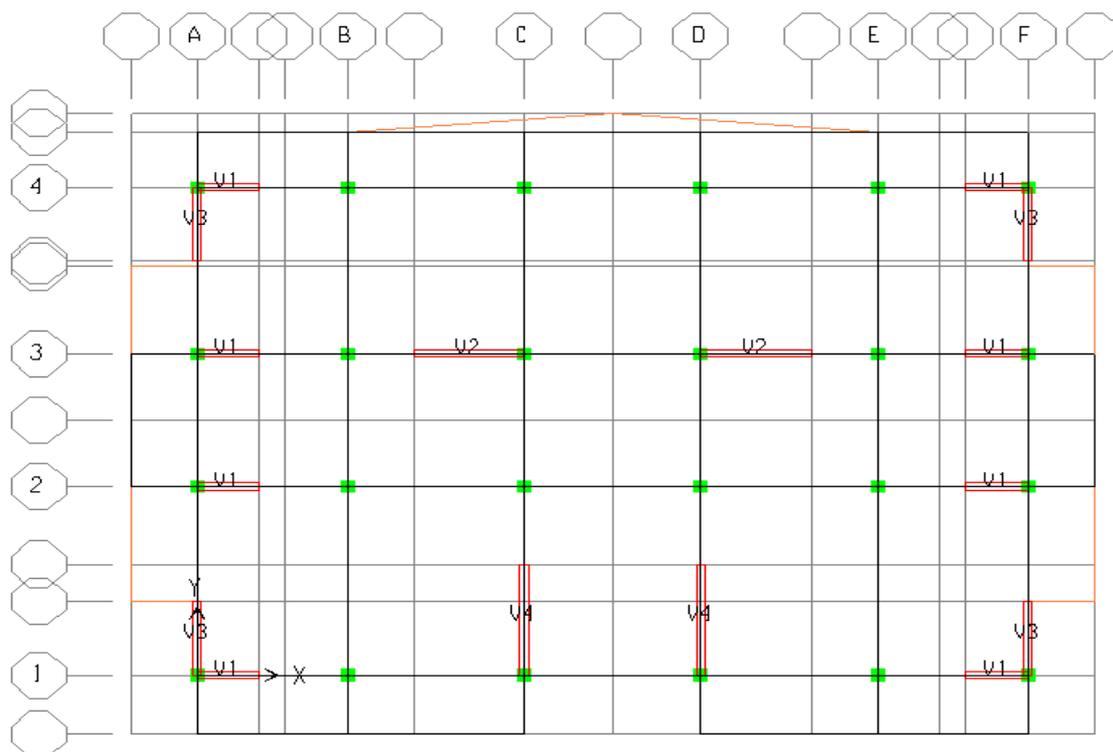
- Section entièrement comprimé (**SEC**)
- Section partiellement comprimé (**SPC**)
- Section entièrement tendue (**SET**)

CHAPITRE V DETERMINATION DES EFFORT ET FERRAILAGE DE LA STRUCTURE

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en quatre zones :

(Épaisseur = 20 cm)

- **Zone I** : RDC ; 1^{er} ; 2^{ème} ;
- **Zone II** : 3^{ème} ; 4^{ème} ; 5^{ème} ;
- **Zone III** : 6^{ème} ; 7^{ème} ; 8^{ème} ;
- **Zone IV** : 9^{ème}



V.3.1- combinaisons d'action :

Les combinaisons d'action sismiques et d'actions dues aux charges verticales a prendre sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91

$$\begin{cases} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{cases}$$

Selon le RPA version 2003

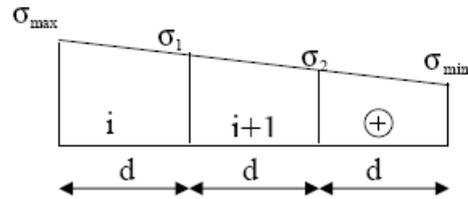
$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0.8 G + E \end{cases}$$

V-3.2- Exposé de la méthode :

Ferrailage section entièrement comprimé :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$



e : épaisseur du voile

La section d'armature d'une section entièrement comprimé est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du tronçon considéré ;

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 18.48 \text{ Mpa}$

Situation courante : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14.20 \text{ Mpa}$

Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

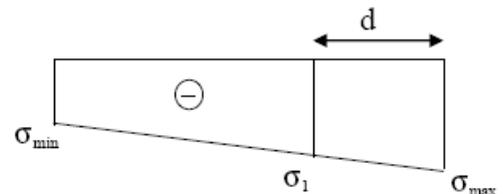
$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91})$$

➤ **Ferrailage section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \quad e : \text{épaisseur du voile}$$

La section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$



Armatures verticales minimale

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition non fragilité BAEL art A4.2.1}).$$

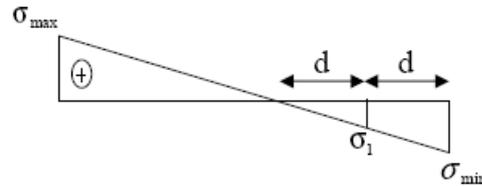
$$A_{\min} \geq 0.002 B \quad (\text{Section min du RPA art 7.7.4.1}).$$

B : section du tronçon considéré

➤ **Ferraillage section partiellement comprimé :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



La section d'armature est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Armatures verticales minimales :

Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.

❖ **Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10 Φ** et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

$$A_h \geq \frac{A_v}{4}$$

❖ **Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3):**

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile A_v et $A_h \geq 0.15\% B$
- Zone courante : A_v et $A_h \geq 0.10\% B$

❖ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **(7.7.4.3 du RPA 2003)**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

❖ **Armature pour les potelets**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

❖ **Dispositions constructives :**

➤ **Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{1,5e, 30\text{cm} \} \dots\dots\dots \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Avec : e = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

➤ **Longueur de recouvrement :**

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\varphi_{\max} = \frac{e}{10} = 25\text{mm}$$

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

➤ **(Art 7.7.2 RPA):**

La contrainte de cisaillement dans le béton τ_b doit être inférieure à la contrainte admissible $\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5\text{Mpa}$.

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d}$$

Avec : $\bar{V} = 1.4 \cdot V_{u,\text{calcul}}$

b₀ : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

➤ **Art 5.1.1 BAEL 91 :**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right) = 3.26\text{Mpa.}$$

❖ **Vérification à L'ELS :**

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression est inférieure à **15 Mpa**.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A}$$

VIII.4.2. Exemple de calcul :

Nous proposons le calcul détaillé du voile V1 (L = 1.4 m) du RDC :

a) Ferrailage vertical :

Détermination des sollicitations :

Zone I :

1) Caractéristiques géométriques :

$$L = 1.4 \text{ m}, e = 0,20 \text{ m}, I = 0.045 \text{ m}^4, B = L \cdot e = 0,28 \text{ m}^2$$

$$V = V' = L / 2 = 0.7 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = 591.15 \text{ Ton.m}$$

$$\sigma_{\min} = -984.61 \text{ Ton.m}$$

$$L_c = 0.87 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 0.53 \text{ m}$$

$$\text{Avec : } d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) = 0.58 \text{ m}$$

$$\text{Soit un tronçon } d = \frac{L_t}{2} = 0,265 \text{ m}$$

$$\text{On prend } d = 0.35 \text{ m}$$

Bande 1 :

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d) \sigma_{\min}}{L_t} = 334.39 \text{ T/m}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 32.39 \text{ T/m}$$

Armature vertical :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = 9.31 \text{ cm}^2$$

Bande 2 :

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 11.7 \text{ T/m}$$

Armature vertical :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = 3.36 \text{ cm}^2$$

⇒ La section est partiellement comprimée

Armatures minimales exigées par le RPA 99/Version 2003:

D'après l'Article 7.7.4.1 des RPA 99/Version 2003:

$$A_{RPA} = 0.20\% b L_t$$

b : Epaisseur du voile.

L_t : Longueur de la section tendue.

$$A_{RPA} = 0.20\% \times 0.28 \times 0.53 = 2.968 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA}/\text{ml/face} = 0.742 \text{ cm}^2/\text{ml/face}.$$

Le pourcentage minimal :

$$A_{\min} = 0.15\% \times e \times h = 0.15\% \times 0.2 \times 4.42 = 13.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{0.23 \cdot d \cdot e \cdot f_{t28}}{f_e}; 0.005 \cdot d \cdot e \right\} = 10.6 \text{ cm}^2$$

Espacement :

- En zone courante : $S_t \leq \min (1.5e ; 30) = 20 \text{ cm}.$

$$\text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}.$$

- En zone d'about : $S_{ta} = S_t/2 = 10 \text{ cm}$

Le ferrailage donné dans les tableaux ci-dessous est le ferrailage total du voile (pour les deux sens).

V- 3.3- Les résultats de calcul des voiles sont illustres dans les tableaux Suivants :

Ferrillages des voiles : VL1						
Caractéristiques géométrique	ZONE	Unité	I	II	III	IV
	L	m	1.4	1.4	1.4	1.4
	e	m	0,20	0,20	0,20	0,20
	B	m ²	0.28	0.28	0.28	0.28
	I	(m ⁴)	0.045	0.045	0.045	0.045
	V=V'=L/2	(m)	0.7	0.7	0.7	0.7
	σ_{max}	(T/m)	591.15	522.69	613.62	714.57
	σ_{min}	(T/m)	-984.61	-737.05	-764.85	-708.82
	VU	(T)	34.49	3.94	12.78	8.85
	Lc	(m)	0.87	0.81	0.78	0.7
	Lt	(m)	0.53	0.59	0.62	0.7
	nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	d	(m)	0.35	0.35	0.35	0.35
	σ_1	(T/m)	32.39	299.82	333.08	354.4
	N1	(T)	32.39	28.79	33.13	37.4
	N2	(T)	11.7	10.49	11.66	12.4
	Armatures min	Av min/bande	(cm ²)	4.42	4.42	4.42
Armatures vertical verticales	Av1	(cm ²)	9.11	8.27	8.52	9.08
	Av2	(cm ²)	3.36	3.01	3.35	3.56
Armatures de coutures	Avj/bande	(cm ²)	10.28	1.57	4.92	3.4
Armatures vertical adopter	Choix de section	(cm ²)	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14
	A1 (adoptée)	(cm ²)	9.24	9.24	9.24	9.24
	Choix de section	(cm ²)	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14
	A2 (adoptée)	(cm ²)	9.24	9.24	9.24	9.24
	Sv1	(cm)	15	15	15	15
Armatures horizontales	Ah	(cm ²)	4.2	4.2	4.2	4.2
	Choix de section /nappe	(cm ²)	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
	Ah (adoptée)	(cm ²)	3.14	3.14	3.14	3.14
Armatures	At (adoptée)	(cm ²)	4 épingles HA 8 /m ²			
Vérifications	$\tau_b=5$	MPa	2,53	1,67	0,8	0.52
	$\tau_v=2.5$	MPa	0,31	0,2	0,09	0.24
	$\sigma_{bc}=15$	MPa	1,37	5,94	4,84	6.74

Ferrillages des voiles : VL2							
Caractéristiques géométrique	ZONE	Unité	I	II	III	IV	
	L	m	2.5	2.5	2.5	2.5	
	e	m	0,20	0,20	0,20	0,20	
	B	m ²	0.5	0.5	0.5	0.5	
	I	(m4)	0.26	0.26	0.26	0.26	
	V=V'=L/2	(m)	1.25	1.25	1.25	1.25	
	σ_{max}	(T/m)	259.28	172.12	282.03	331.17	
	σ_{min}	(T/m)	-954.83	-588.37	-545.55	-450.82	
	VU	(T)	29.31	19.17	11.25	6.23	
	Lc	(m)	1.97	1.93	1.65	1.44	
	Lt	(m)	0.53	0.57	0.85	1.06	
	nature de la section			SPC	SPC	SPC	SPC
	d	(m)	0.63	0.63	0.63	0.63	
	σ_1	(T/m)	180.16	61.93	142.47	182.88	
	N1	(T)	27.68	14.74	26.74	32.39	
	N2	(T)	11.35	3.90	8.98	11.52	
	Armatures min	Av min/bande	(cm ²)	7.5	7.5	7.5	7.5
Armatures vertical verticales	Av1	(cm ²)	7.96	4.24	7.68	9.05	
	Av2	(cm ²)	3.26	1.12	2.58	3.31	
Armatures de coutures	Avj/bande	(cm ²)	11.28	7.38	4.33	2.4	
Armatures vertical adopter	Choix de section	(cm ²)	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14	
	A1 (adoptée)	(cm ²)	9.24	9.24	9.24	9.24	
	Choix de section	(cm ²)	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14	
	A2 (adoptée)	(cm ²)	9.24	9.24	9.24	9.24	
	Sv1	(cm)	15	15	15	15	
Armatures horizontales	Ah	(cm ²)	7.5	7.5	7.5	7.5	
	Choix de section /nappe	(cm ²)	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	
	Ah (adoptée)	(cm ²)	4.52	4.52	4.52	4.52	
Armatures	At (adoptée)	(cm ²)	4 épingles HA 8 /m ²				
Vérifications	$\tau_b=5$	MPa	3,45	2,31	3,65	2,93	
	$\tau_u=2.5$	MPa	1,36	1,2	2,09	1,99	
	$\sigma_{bc}=15$	MPa	5,39	5,94	4,84	3,74	

CHAPITRE V DETERMINATION DES EFFORT ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

Ferrillages des voiles : VT3							
Caractéristiques géométrique	ZONE	Unité	I	II	III	IV	
	L	m	2	2	2	2	
	e	m	0,20	0,20	0,20	0,20	
	B	m ²	0.4	0.4	0.4	0.4	
	I	(m ⁴)	0.13	0.13	0.13	0.13	
	V=V'=L/2	(m)	1	1	1	1	
	σ_{max}	(T/m)	420.56	98.22	127.99	108.69	
	σ_{min}	(T/m)	-783.49	-385.47	-322.98	-172.43	
	VU	(T)	31.07	18.5	14.16	10	
	Lc	(m)	1.3	1.59	1.43	1.22	
	Lt	(m)	0.7	0.41	0.57	0.78	
	nature de la section			SPC	SPC	SPC	SPC
	d	(m)	0.5	0.5	0.5	0.5	
	σ_1	(T/m)	223.85	84.61	39.66	61.89	
	N1	(T)	32.22	9.14	8.38	8.53	
	N2	(T)	11.19	4.23	1.98	3.09	
Armatures min	Av min/bande	(cm ²)	6	6	6	6	
Armatures vertical verticales	Av1	(cm ²)	9.16	2.62	2.4	2.45	
	Av2	(cm ²)	3.22	1.22	0.57	0.9	
Armatures de coutures	Avj/bande	(cm ²)	11.96	7.12	5.45	3.85	
Armatures vertical adopter	Choix de section	(cm ²)	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14	
	A1 (adoptée)	(cm ²)	9.24	9.24	9.24	9.24	
	Choix de section	(cm ²)	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14	
	A2 (adoptée)	(cm ²)	9.24	9.24	9.24	9.24	
	Sv1	(cm)	15	15	15	15	
Armatures horizontales	Ah	(cm ²)	6	6	6	6	
	Choix de section /nappe	(cm ²)	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	
	Ah (adoptée)	(cm ²)	3.14	3.14	3.14	3.14	
Armatures	At (adoptée)	(cm ²)	4 épingles HA 8 /m ²				
Vérifications	$\tau_b=5$	MPa	0,65	0,6	0,4	1.32	
	$\tau_v=2.5$	MPa	0,1	0,06	0,08	0.21	
	$\sigma_{bc}=15$	MPa	1,37	5,94	4,84	4.99	

Ferrillages des voiles : VT4							
Caractéristiques géométrique	ZONE	Unité	I	II	III	IV	
	L	m	3	3	3	3	
	e	m	0,20	0,20	0,20	0,20	
	B	m ²	0.6	0.6	0.6	0.6	
	I	(m4)	0.45	0.45	0.45	0.45	
	V=V'=L/2	(m)	1.5	1.5	1.5	1.5	
	σ_{max}	(T/m)	274.49	139.71	309.17	376.78	
	σ_{min}	(T/m)	-809.52	-550.45	-509.97	-525.4	
	VU	(T)	26.94	16.14	10.56	7.34	
	Lc	(m)	2.24	2.39	1.86	1.75	
	Lt	(m)	0.76	0.61	1.14	1.25	
	nature de la section			SPC	SPC	SPC	SPC
	d	(m)	0.75	0.75	0.75	0.75	
	σ_1	(T/m)	10.65	126.33	174.46	210.16	
	N1	(T)	21.38	19.95	36.27	44.02	
	N2	(T)	0.8	9.47	13.08	15.76	
Armatures min	Av min/bande	(cm ²)	9	9	9	9	
Armatures vertical verticales	Av1	(cm ²)	6.14	5.66	9.42	12.02	
	Av2	(cm ²)	0.23	2.72	3.75	4.52	
Armatures de coutures	Avj/bande	(cm ²)	10.37	6.21	4.18	2.82	
Armatures vertical adopter	Choix de section	(cm ²)	6HA16	6HA16	6HA16	6HA16	
	A1 (adoptée)	(cm ²)	12.06	12.06	12.06	12.06	
	Choix de section	(cm ²)	6HA16	6HA16	6HA16	6HA16	
	A2 (adoptée)	(cm ²)	12.06	12.06	12.06	12.06	
	Sv1	(cm)	15	15	15	15	
Armatures horizontales	Ah	(cm ²)	9	9	9	9	
	Choix de section /nappe	(cm ²)	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	
	Ah (adoptée)	(cm ²)	4.52	4.52	4.52	4.52	
Armatures	At (adoptée)	(cm ²)	4 épingles HA 8 /m ²				
Vérifications	$\tau_b=5$	MPa	0,6	0,25	0,12	0.53	
	$\tau_v=2.5$	MPa	0,21	0,12	0,06	0.084	
	$\sigma_{bc}=15$	MPa	1,37	5,94	4,84	5.63	

Tableau V-23-ferrillage des voiles



CHAPITRE VI

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI-1 : Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée ;
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieure, en :

- **Fondations superficielles** : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- **Fondations profondes** : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VI-2 : Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VI-3 : Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.
- Le mode constructif de la structure.

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- La capacité portante du sol.
- L'économie.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles filantes, un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

VI-4 : Dimensionnement :

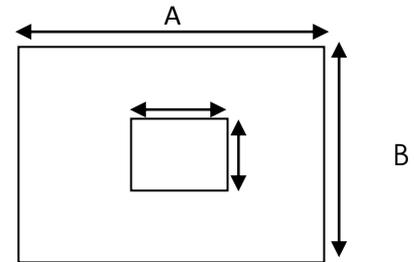
VI-4-1 : Semelles isolées :

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 : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K=1$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$



Exemple :

$$N_{ser} = 199.74T \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 20T/m^2 \quad \Rightarrow \quad B = 3.1 \text{ m}$$

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles très importantes, le risque de chevauchement est inévitable, alors nous optons pour des semelles filantes.

1. Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voiles	G+Q(T/m ²)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
V1	129.63	1.4	4.62	6.468
V2	199.74	2.5	3.99	9.975
VP	164.10	21.8	0.37	8.205
				24.648

Tableau VI-24 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

Voiles	G+Q (T)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
V3	163.62	2.00	4.0905	8.18
V4	175.65	3.00	2.9275	8.78
VP	74.47	13.2	0.282	3.72
				20.681

Tableau VI-25 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

$$S_v = \sum S_i = 45.32 m^2 \quad \text{Avec : } S_v : \text{Surface totale des semelles filantes sous voiles.}$$

2. Semelles filantes sous poteaux :

On fera le calcul sur le portique transversal (fil de poteaux le plus sollicité $N_{smax}=199.74T$).
Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteau	P _i =G _i +Q _i (T)	M _i (T.m)	e _i (m)	P _i x e _i (T.m)
1	175.65	1.184	-6.6	-1159.29
2	105.34	0.566	-1.5	-158.01
3	199.74	3.741	2.1	419.45
4	164.10	6.530	6.6	1083.06
Somme	644.83	12.021		185.21

Tableau VI-26 : Surface de semelles filantes sous poteaux

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum P_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum P_i} = 0.3m$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 1.63 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{13.20}{6} = 2.2 \text{ m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{644.83}{13.2} \times \left(1 - \frac{6 \times (0.3)}{13.2}\right) = 42.18 \text{ KN/m}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{644.83}{13.2} \times \left(1 + \frac{6 \times (0.3)}{13.2}\right) = 55.51 \text{ KN/m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{644.83}{13.2} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.3}{13.2}\right) = 52.18 \text{ KN/m}$$

✓ **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{52.18}{20} = 2.6 \text{ m}$$

On prend $B = 2.6 \text{ m}$.

On aura donc, $S = 2.6 \times 13.2 = 34.32 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S \times n + S_v$

n : Nombre de fil dans le sens considéré.

$$S_t = 34.32 \times 6 + 45.32 = 251.24 \text{ m}^2$$

Remarque :

- La surface totale du bâtiment : $S_{bat} = 287.76 \text{ m}^2$
- La surface totale des semelles filantes dans le sens transversal : $S_t = 251.24 \text{ m}^2$

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{251.24}{287.76} = 0.87 = 87 \% \Rightarrow S_t > 50\% S_{bat}$$

Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, on adopte pour un radier général comme fondation à ce bâtiment.

On opte pour un radier général.

VI-5-: 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 :

L'épaisseur minimale du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

➤ **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{465}{8} \leq h \leq \frac{465}{5} \Rightarrow 58.12 \leq h \leq 93cm$$

➤ **Condition de vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec L_e : Largeur du radier présentant une bande de 1m;

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 (bande de 1m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée E = 10818.86 MPa.

L_{\max} : Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4.65}{\pi}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.94m$$

❖ **La dalle** : la dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

- $h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$, avec un minimum de 25cm

- $h_d \geq \frac{465}{20} = 23.25cm$

❖ **La nervure** : la nervure du radier doit avoir une hauteur :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{465}{10} = 46.5cm$$

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 100cm$ Hauteur de la nervure

$h_d = 40cm$ Hauteur de la dalle

$b = 45 cm$ Largeur de la nervure

2. Calcul des charges nécessaires au radier :

• **Combinaison d'actions :**

✓ **A l'ELU :** $N_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 5752.1KN$

$$\checkmark \text{ A l'ELS : } N_s = G + Q = 4185.23 \text{ KN}$$

3- Détermination de la surface du radier : La surface du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

$$\checkmark \text{ A l'ELU : } S_{rad}^{ELU} \geq \frac{N_U}{2 \times \sigma_{sol}} = \frac{5752.1}{2 \times 20} = 143.8 \text{ m}^2$$

$$\checkmark \text{ A l'ELS : } S_{rad}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{4185.23}{20} = 209.26 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{bat} = 287.76 \text{ m}^2 > S_{rad} = \max(143.8, 209.26) \text{ m}^2$$

Remarque :

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 imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } L_{déb} = 60 \text{ cm}$$

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$$

$$S_{rad} = 287.76 + [(13.2 + 21.8)] \times 2 \times 0.6 = 372.45 \text{ m}^2.$$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{rad} = 329.76 \text{ m}^2$.

4- Détermination des efforts à la base du radier :

A. Poids du radier :

Remarque : G_{rad} = poids de la dalle + poids de la nervure + poids du remblais + poids de la dalle flottante + poids de débord.

$$\text{Poids de la dalle : } 2.5 \times 329.76 \times 0.4 = 329.76 \text{ T.}$$

$$\text{Poids de remblais : } 1.6 \times 0.48 \times 329.76 - (0.45 \times 13.2 \times 6) = 217.61 \text{ T.}$$

$$\text{Poids de la dalle flottante : } 2.5 \times 0.12 \times 329.76 - 0.45 (13.2 \times 6) = 63.28 \text{ T.}$$

$$\text{Poids de la nervure : } 2.5 \times 0.45 \times 0.6 \times (13.2 \times 6) = 53.46 \text{ T.}$$

$$\text{Poids de débord : } 2.5 \times 0.4 \times 60 = 60 \text{ T.}$$

$$G_{rad} = 329.76 + 217.61 + 63.28 + 53.46 + 60 = 724.11 \text{ T}$$

ELU:

$$N_{u \text{ total}} = N_u + 1.35 G_{rad} = 6729.64 \text{ T}$$

$$\bullet \text{ ELS : } N_{s \text{ total}} = N_s + G_{rad} = 5162.77 \text{ T}$$

5- Les vérifications :

1. Vérification à la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{6729,64 \times 1}{329,76} \times \frac{4,65}{2} = 47,44 \text{ T}$$

$$\tau_u = \frac{47,44}{1 \times 0,36} = 131,77 \text{ T/m}^2 = 1,31 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2. Vérification de la stabilité du radier :

➤ Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 10,9 \text{ m}; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 6,6 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

➤ Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \sum [I_x + S_i (X_i - X_G)^2] = 11396,25 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = \sum [I_y + S_i (Y_i - Y_G)^2] = 4178,27 \text{ m}^4.$$

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.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

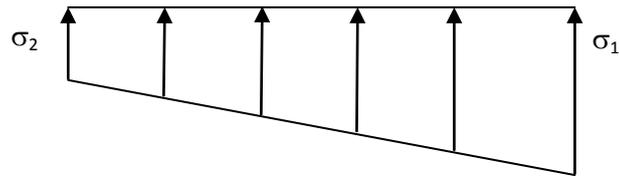


Fig. VI-12 Diagramme des contraintes

✓ **A l'ELU:** $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \cdot \sigma_{SOL}$ (RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)

✓ **A l'ELS:** $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$

Avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$

❖ **Sens longitudinal :**

$M_x = 5440.51 + 220.36 \times 1.00 = 5660.87 \text{ T.m}$

✓ **A l'ELU : $M_x = 5660.87 \text{ T.m}$**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{6729.64}{329.76} + \frac{5660.87}{4178.27} \times 10.9 = 35.17 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{6729.64}{329.76} - \frac{5660.87}{4178.27} \times 10.9 = 5.63 \text{ T/m}^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{3 \times 35.17 + 5.63}{4} = 27.78 \text{ T/m}^2 \quad ; \quad 2\sigma_{SOL} = 2 \times 20 = 40 \text{ T/m}^2$$

$\sigma_m < 2 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

✓ **A l'ELS : $M_x = 5660.87 \text{ KN.m}$**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{5162.77}{329.76} + \frac{5660.87}{4178.27} \times 10.9 = 30.42 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{5162.77}{329.76} - \frac{5660.87}{4178.27} \times 10.9 = 0.88 \text{ T/m}^2$$

D'où $\sigma_m = \frac{3 \times 30.42 + 0.88}{4} = 19.43 \text{ T/m}^2 \quad ; \quad \sigma_{sol} = 20 \text{ T/m}^2$

$\sigma_m < \sigma_{sol} \Rightarrow$ Condition vérifiée

❖ **Sens transversal :**

$M_y = 5041.33 + 312.15 \times 1.00 = 5353.48 \text{ T.m}$

✓ **A l'ELU : $M_y = 5353.48 \text{ T.m}$**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{6729.64}{329.76} + \frac{5353.48}{11396.25} \times 6.6 = 23.50 T / m^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{6729.64}{329.76} - \frac{5353.48}{11396.25} \times 6.6 = 17.30 T / m^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 23.50 + 17.30}{4} = 21.95 T / m^2 \quad ; \quad 2 \cdot \sigma_{SOL} = 2 \times 20 = 40 T / m^2$$

$\sigma_m < 2 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow$ Condition non vérifiée.

✓ **A l'ELS: $M_y = 5353.48 T.m$**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{5162.77}{329.76} + \frac{5353.48}{11396.25} \times 6.6 = 18.75 T / m^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{5162.77}{329.76} - \frac{5353.48}{11396.25} \times 6.6 = 12.55 T / m^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 18.75 + 12.55}{4} = 17.2 T / m^2 \quad ; \quad \sigma_{SOL} = 20 T / m^2$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$ Condition vérifiée

3. Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique $\geq \alpha \cdot S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z$

P : Poids total du bâtiment à la base du radier,

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$

Z : profondeur de l'infrastructure ($h = 1m$)

$$P = 3639.21 T \geq 1.5 \times 329.76 \times 1 \times 1 = 494.64 T$$

\implies Pas de risque de soulèvement de la structure.

VI-6-: Ferrailage du radier :

Un radier fonction comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les paliers de l'ossature. Il est sollicité par la réaction du sol diminué du poids propre du radier.

a)) 1^{er} Cas :

Si $\alpha < 0.4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0x} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{0y} = 0$$

b) 2^{eme} Cas :

Si $\alpha \leq 0.4 \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tableaux de PIGEAUD.

Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ avec ($L_x < L_y$)

Remarque : Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en œuvre, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en faisant les calculs sur le panneau le plus sollicité.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_M^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

✓ **A l'ELU :**

$$q_u = \sigma_m(ELU) - 1.35 \times \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 27.78 - 1.35 \times \frac{724.11}{329.76} = 24.81 T/m^2$$

✓ **A l'ELS :**

$$q_s = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 19.43 - \frac{724.11}{329.76} = 17.23 T/m^2$$

VI-6-1 : Calcul à l'ELU :

- **Identification des panneaux et calcul des moments :**

$$M_{0x} = \mu_x \times q_x \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

Panneaux	Lx(m)	Ly (m)	$\rho=Lx/Ly$	μ_x	μ_y	M_{0x}	M_{0y}	obs
1	3.55	4.65	0,76	0.061	0.525	19.07	10.01	2Sens

Tableau VI-27: Identification des panneaux

Remarque :

On calcul les moments suivant les deux sens et on détermine les armatures pour les deux directions L_x et L_y .

On conçoit en effet que, dans ce cas, une bande de 1 m dans le sens L_x se trouve soulagée par suite de la présence d'une bande de 1 m dans le sens L_y et inversement.

Il est donc logique d'affecter le moment calculé pour la portée L_x , d'un coefficient de réduction destiné à tenir compte de la présence de la bande de la portée L_y .

- Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

Moment en travée : $0.75 M_{0x}$ ou $0.75 M_{0y}$

Moment sur appuis : $0.5 M_0$

- Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel :

Moment en travée :..... $0.85 M_{0x}$ ou $0.85 M_{0y}$

Moment sur appuis de rive :..... $0.3 M_0$

Moment sur appui intermédiaire : $0.5 M_0$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0x} = 19.07T.m \\ M_{0y} = 10.01T.m \end{array} \right.$$

- **Correction des moments:**

Pour tenir compte de la continuité des panneaux, on multiplie les moments par des coefficients comme suit :

Sens X-X : $M_{app} = 0.5M_{0x} = 9.53T.m$

$$M_t = 0.75M_{0x} = 14.30T.m$$

Sens Y-Y : $M_{app} = 0.5 M_{0y} = 5T.m$

$$M_t = 0.75 M_{0y} = 7.5T.m$$

- **Etape de calcul :** $\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$ $\mu < \mu_l = 0.392$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

sens	Zone	M (T.m)	μ	Obs	β	A_u (cm ²)	Ferraillage	A_u adoptée	S_t
x-x	travée	14.3	0.07	SSA	0.964	11.52	6HA16	12.06	20
	appui	9.53	0.05	SSA	0.974	7.60	5HA14	7.70	20
y-y	travée	7.5	0.04	SSA	0.980	5.94	5HA14	7.70	20
	appui	5	0.03	SSA	0.985	3.94	5HA12	5.65	20

Tableau VI-28: Ferraillage du panneau

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

– **Armatures parallèle au petit côté :**

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3-\rho}{2} = 0.0008 \times 100 \times 40 \times \frac{3-0.76}{2} = 3.58 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec $\rho_0 = 0.0008$ pour HAFe400

– **Armatures parallèle au grand côté :**

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h = 0.0008 \times 100 \times 40 = 3.20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Aux appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{ua}^x = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.58 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.20 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

En travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{ut}^x = 12.06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.58 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.20 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

➤ **Espacement des armatures (BAEL91 modifié 99/ Art A.8.2.42):**

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

➤ **Espacement des armatures :**

$$s_t^{max} = 20 \text{ cm} < \min (2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \cdot d} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_s} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $V_u = \frac{q_u l}{2}$

$$\tau_u = \frac{q_u \cdot l}{2 \cdot b \cdot d} = \frac{24.81 \times 4.65}{2 \times 1 \times 0.37} = 155.9 \text{ T/m}^2 = 1.55 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

X.6.2. Vérification à l'E.L.S :

➤ **Calcul des moments fléchissant :**

Lx(m)	Ly(m)	ρ=Lx/Ly	qs	μx	μy	Mox	Moy
3.55	4.65	0.76	17.23	0.0674	0.657	14.64	9.62

Tableau VI-29: Calcul des moments Mx et My à l'ELS

Sens X-X : Mapp= 0.5 Mox= 7.32T.mappui intermédiaire.

Mt = 0.75Mox=10.98T.m

Sens Y-Y : Mapp= 0.5 Moy= 4.8T.mappui intermédiaire.

Mt = 0.75 Moy= 7.21T.m

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

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Avec : α : Position de l'axe neutre.

❖ **Sens X-X :**

• **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{9.53}{7.32} = 1.3 \text{ et } \mu = 0.05 \rightarrow \alpha = 0.0641$$

$$\alpha = 0.0641 < \frac{1.3 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.4 \dots \text{condition vérifiée.}$$

• **En travée :**

$$\gamma = \frac{14.3}{10.98} = 1.3 \text{ et } \mu = 0.07 \rightarrow \alpha = 0.0907$$

$$\alpha = 0.0907 < \frac{1.3 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.4 \dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Sens Y-Y:**

• **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{5}{4.8} = 1.04 \text{ et } \mu = 0.03 \rightarrow \alpha = 0.0381$$

$$\alpha = 0.0381 < \frac{1.04 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.27 \dots \text{condition vérifiée.}$$

• **En travée :**

$$\gamma = \frac{7.5}{7.21} = 1.04 \text{ et } \mu = 0.04 \rightarrow \alpha = 0.0510$$

$$\alpha = 0.0510 < \frac{1.04 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.27 \dots \text{condition vérifiée.}$$

Etant donné que les inégalités précédentes sont vérifiées, Il n'est donc pas nécessaire de procéder à la vérification des contraintes dans le béton à l'ELS

VI-7 : Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de largeur.

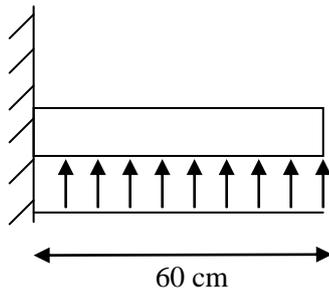


Fig. VI-14 : Schéma statique d'un débord

1. Sollicitation de calcul :

✓ **A l'ELU :**

$$P_u = 24.81T/ml \quad M_u = \frac{-P_u \cdot l^2}{2} = \frac{-24.81 \times 0.6^2}{2} = -4.46T.m$$

✓ **A l'ELS :**

$$P_s = 17.23/ml \quad M_s = \frac{-P_s \cdot l^2}{2} = \frac{-17.23 \times 0.6^2}{2} = -3.10T.m$$

2. Calcul des armatures :

b = 1 m; d = 37cm; $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

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

Les résultats de ferrailage à l'ELU et à l'ELS sont résumés dans le tableau suivant :

	M (T.m)	μ_u	β	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix	A_{adop} (cm ²)	St (cm)
ELU	4.46	0.022	0.989	3.5	4.46	5HA12	5.65	25

Tableau VI-30: Ferrailage à l'ELU.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Avec un espacement de **25 (cm)**

3. Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{4.46}{3.10} = 1.43 \quad \alpha = 0.0201 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.464$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Conclusion :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord

$A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}} \Rightarrow$ Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

VI-8 : Etude des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

1. Chargement simplifié admis :

Cela consiste à trouver la largeur de dalle (panneau) correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal. Ainsi sous ce chargement devenu uniformément repartit et le calcul devient classique

- **Charge trapézoïdale :**

$$l_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

$$l_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$$

- **Charge triangulaire :**

$$l_m = 0.333 l_x$$

$$l_t = 0.25 l_x$$

2. Charges à considérer :

➤ **Sens transversal :**

$$q_{Mu} = q_u \times L_m = 24.81 \times 1.614 = 40.04T / ml.$$

$$q_{Ms} = q_s \times L_m = 17.23 \times 1.614 = 27.81T / ml.$$

$$q_{Tu} = q_u \times L_t = 24.81 \times 1.24 = 30.76T / ml.$$

➤ **Sens longitudinal :**

$$q_{Mu} = q_u \times L_m = 24.81 \times 1.33 = 32.99T / ml.$$

$$q_{Ms} = q_s \times L_m = 17.23 \times 1.33 = 22.91T / ml.$$

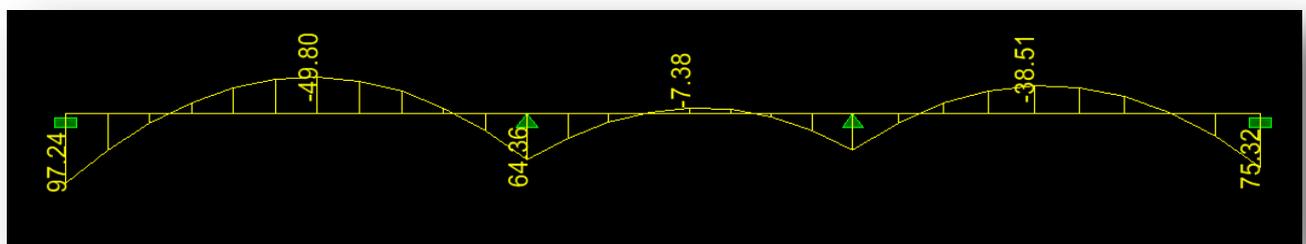
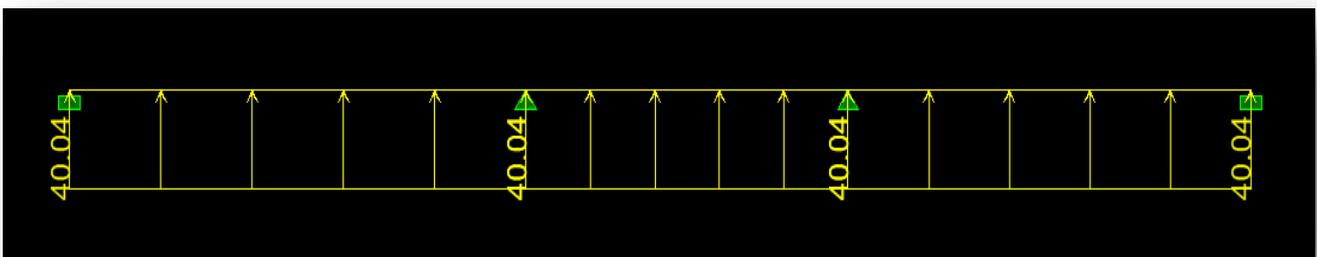
$$q_{Tu} = q_u \times L_t = 24.81 \times 1 = 24.81T / ml.$$

3. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :

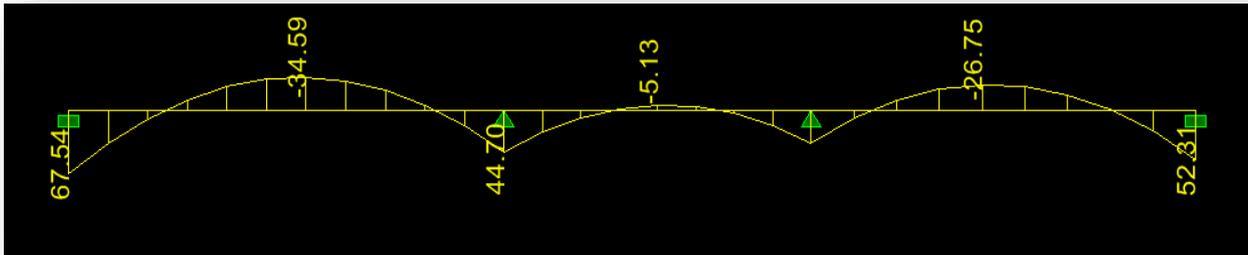
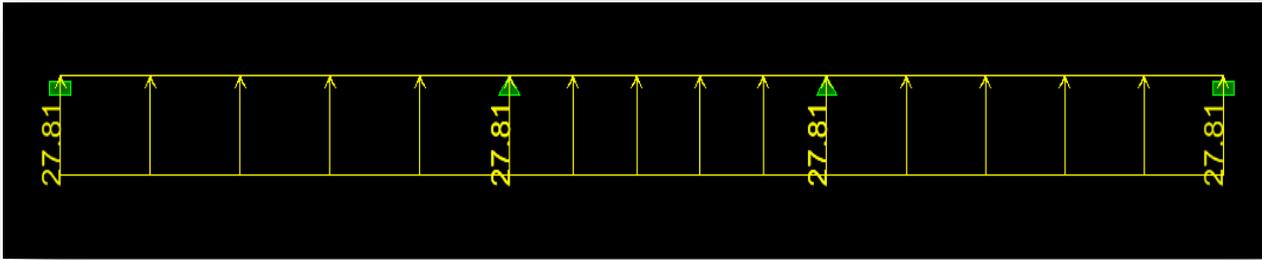
Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés par le logiciel etabs :

Sens transversal

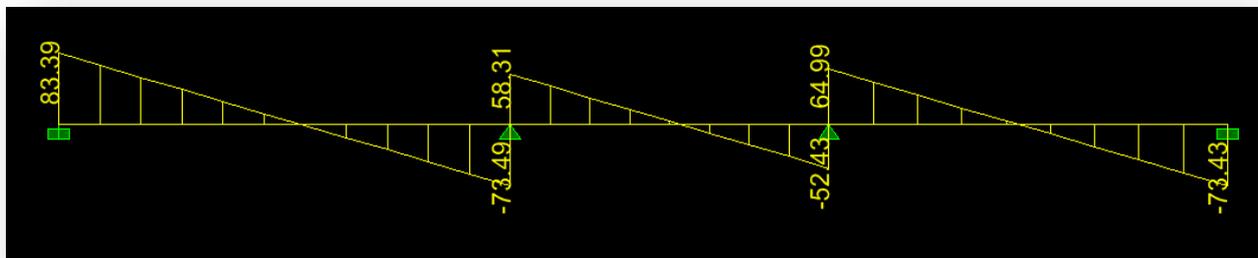
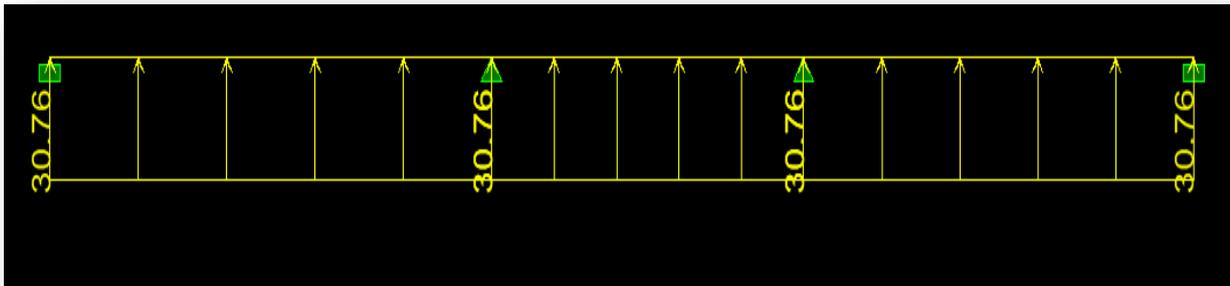
A. Diagramme des moments fléchissant (ELU):



B. Diagramme des moments fléchissant (ELS):

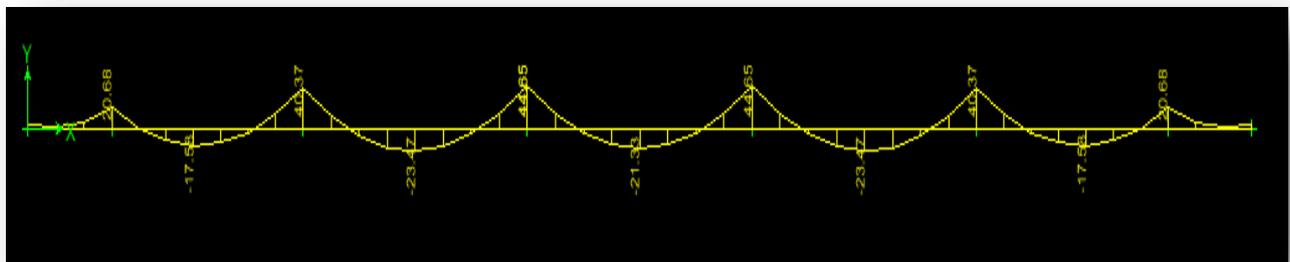
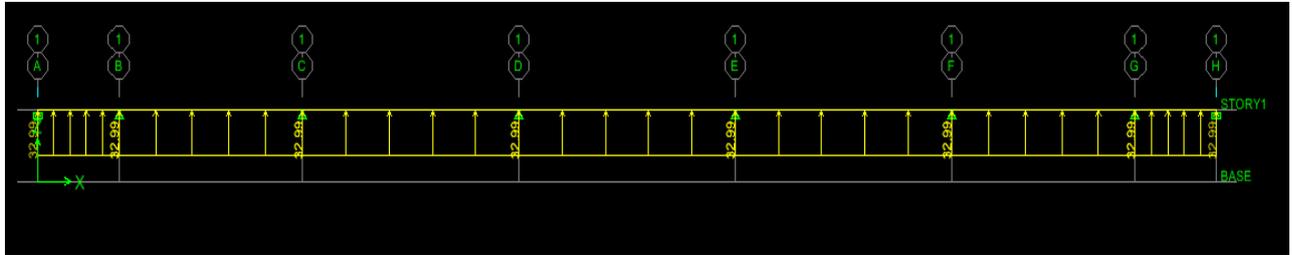


C. Diagramme des efforts tranchants(ELU):

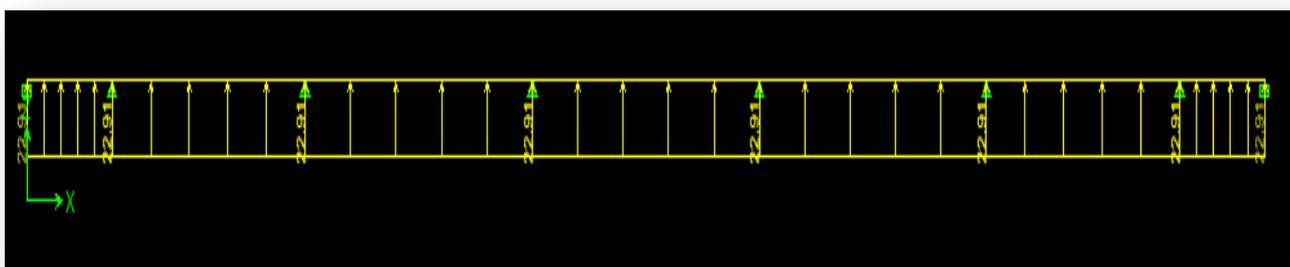


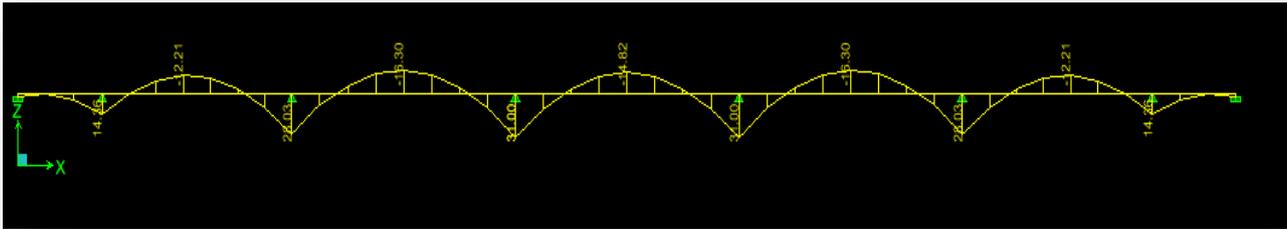
➤ Sens longitudinal :

A. Diagramme des moments fléchissant (ELU):

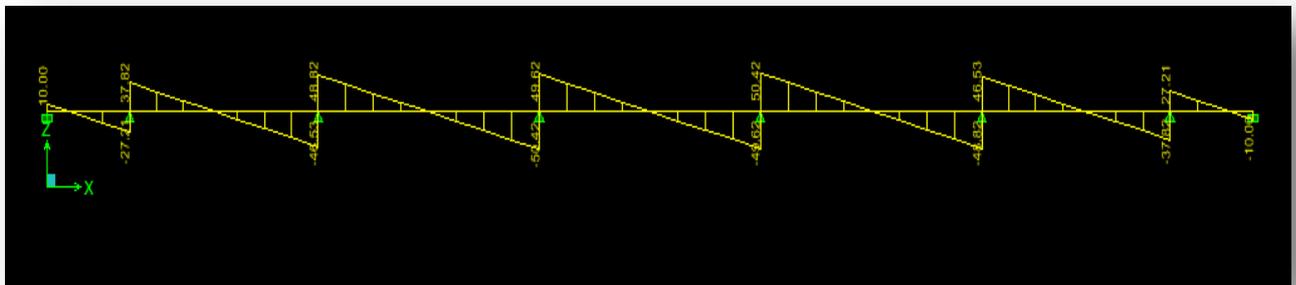
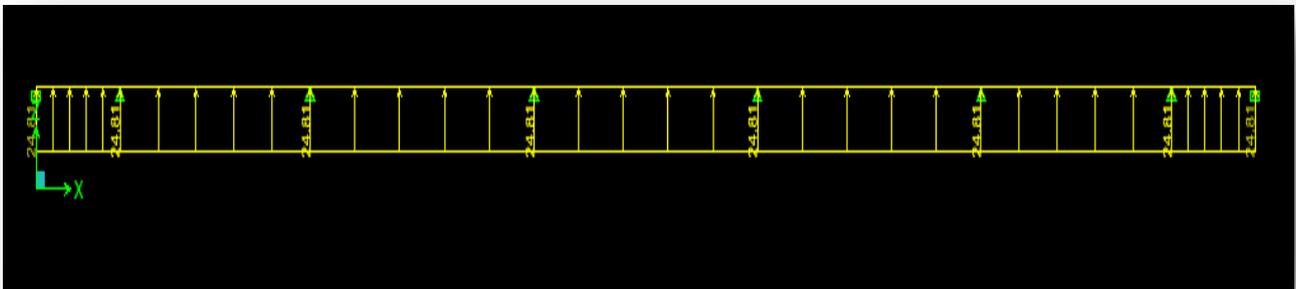


B. Diagramme des moments fléchissant (ELS)





C. Diagramme des efforts tranchants (ELU):



4. Sollicitations maximales :

A. Sens transversal :

$$M_{tu \max} = 49.80T.m.$$

$$M_{au \max} = 61.25T.m$$

$$M_{ts \max} = 34.59T.m.$$

$$M_{as \max} = 42.54T.m.$$

$$T_{u \max} = 83.39T.$$

B. Sens longitudinal :

$$M_{tu \max} = 23.47T.m.$$

$$M_{au \max} = 44.65T.m$$

$$M_{ts \max} = 15.30T.m.$$

$$M_{as \max} = 31.00T.m.$$

$$T_{u \max} = 50.42T.$$

5. Le ferrailage :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$$b = 45\text{cm}; \quad d = 97\text{cm}; \quad f_{bc} = 14.2\text{MPa}; \quad \sigma_s = 348\text{MPa}$$

			M (T.m)	μ	β	A_{cal}(c m²)	Choix	A_{ado} (cm²)
ELU	transversal	Appui	61.25	0.10	0.947	19.16	4HA20+4HA16	20.60
		Travée	49.80	0.08	0.958	15.39	4HA16+4HA16	16.09
	longitudinal	Appui	44.65	0.07	0.964	13.72	4HA16+4HA14	14.19
		Travée	23.47	0.04	0.980	7.09	4HA12+4HA12	9.05

Tableau VI-31 : Ferrailage des nervures à l'ELU.

6. Vérifications à l'ELU :**Condition de fragilité :**

$$A_s > A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 5.27\text{cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\bar{\tau}_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } T_{u \max} = 83.39 \text{ T}$$

$$\tau_u = \frac{83.39 \times 10^4}{450 \times 970} = 1.91 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

7. Armatures transversales

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm} \quad \text{Soit } \phi = 10 \text{ mm}$$

On prend 2 cadres de $\phi=10\text{mm}$

➤ **Espacement des armatures :**

• **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_t \right\} = \min \{25;24\} = 24\text{cm}$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale .

• **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{4} = 25\text{cm}$$

Soit $S_t = 15\text{cm}$ en zone courante.

➤ **La quantité d'armatures transversales:**

- **En zone nodale :** $A_{\min} = 0.003 S_{tb} = 1.35\text{cm}^2$
- **En zone courante :** $A_{\min} = 0.003 S_{tb} = 2.03\text{cm}^2$

Armatures de peau (BAEL/Art 4.5.34) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grandes hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en en dehors des zones armées.

- Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100 cm , la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :
- $A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$ par parois
- Soit donc 4HA12 avec $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$

8. Vérification à l'ELS :

➤ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

❖ Sens longitudinal:

✓ En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{23.47}{15.3} = 1.44$$

$$\alpha = 0.0510 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.47 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ En appui :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{44.65}{31.00} = 1.44$$

$$\alpha = 0.0907 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.47 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Sens transversal :

✓ En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{49.8}{34.59} = 1.44$$

$$\alpha = 0.1044 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.47 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

✓ En appui :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{61.25}{42.54} = 1.44$$

$$\alpha = 0.0907 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.47 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

La condition $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ est vérifiée donc il n'est pas nécessaire de vérifier les

contraintes dans le béton à l'ELS.

Après avoir dimensionné et calculé la section d'armatures nécessaires pour les différents éléments de la structure nous passerons aux plans d'exécution.



CHAPITRE VII

PLANS D'EXECUTION

Conclusion générale

La vulnérabilité de la construction auto stable (poteaux-poutres) en béton armé avec un remplissage en maçonnerie de briques ou de parpaings en Algérie a bien été montrée en 2003. Notre souci majeur est donc de tirer des enseignements des séismes passés en respectant les règles de conceptions, calculs et exécutions.

Notre étude a bien montrée que l'efficacité du comportement parasismique est directement liée au choix du système porteur, en effet, un choix judicieux permettra de minimiser les coûts de protection parasismique.

Pour cela, l'introduction des voiles nous a été nécessaires afin d'assurer la stabilité horizontale et verticale lors des secousses. Néanmoins, une bonne disposition des voiles qui se traduit par le respect de la symétrie et l'éloignement du centre de gravité afin de réduire l'effet de la torsion est à prévoir.

Dans notre cas, la présence de bouts de voiles a considérablement augmenter les efforts aux endroits de jonction (bouts de voiles- poutres), l'endroit de cette interaction est donc à prendre en compte lors du ferrailage.

Autre que le calcul manuel, qui s'avère long, nous avons pus dans cette étude démontrée les grandes étapes de la modélisation par éléments finis avec le logiciel ETABS. Un logiciel dont la maitrise est loin d'être acquise mais qui nous a déjà permis d'exploiter des résultats qui nous ont permis de comprendre le comportement de notre structure et de mieux les interpréter par un ferrailage adéquat.

Les différentes connaissances acquises lors de notre formation, la maitrise des outils de calcul des bâtiments ainsi que l'application des divers règlements Algérien nous permettent non seulement à combiner la pratique et la théorie mais aussi a avoir une conscience et une responsabilité dans notre travaille de demain.

BIBLIOGRAPHIE

- Règles parasismiques Algériennes (RPA99.modifié en 2003)
«Document technique réglementaire DTR B C2-48.

- Règles techniques et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites ; BAEL 91 modifié en 99.

- DTR B.C.2.2 : charges permanentes et charges d'exploitations.
- Calcul des ouvrages en béton armé. (Y .CHERAIT)

- Dimensionnement des structures en béton (RENAUD FAVRE, JEAN-PAUL JACCOUB, MILAN KOPRANA).

- Les murs et les planchers (GERARD CALVAT).

- PIERRE CHARON
« Calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles BAEL 83 ». (Théories et applications) EYROLLES 1991

- MARIUS DIVER
« Calcul des tours en béton armé » Edition DUNOD (Paris) 1972.

- V.DAVIDO VICI
« Formulaire de béton armé » Edition le moniteur.

- BELLAZOUGUI
« Le béton armé aux états limites ».