

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Mouloud Mammeri de Tizi ouzou

Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de fin d'études

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

THEME

Calcul d'une structure (RDC en entre sol+8) à usage d'habitation et commercial
Contreventé par voiles et portiques avec l'application ETABS



Etudié par:
M^{elle} : HADJAM RBIHA

M^{elle} : ZERRAF NASSIMA

Dirigé par : Mr : MEGHLAT

Promotion
2018/2019

Remerciements



Nous rendons grâce à Dieu, de nous avoir accordé le courage et la patience jusqu'à l'aboutissement de nos études et l'accomplissement de ce modeste travail.

*Nous tenons à adresser nos vifs remerciements tout particulièrement à notre promoteur **Mr. MEGHLAT** pour le vif intérêt qu'il a témoigné à l'égard de notre travail, sa disponibilité, ses orientations, et pour ces précieux conseils tout le long de notre travail.*

Aussi il a su répondre à notre nombreuse sollicitation avec efficacité.

Nous tenons également à remercier toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste projet.



Dédicace

Avant tout je remercie le Dieu le tout puissant de m'avoir donné le courage et la volonté pour réaliser ce modeste travail ; que je dédie :

À ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination :

Ma mère et mon père ; sans eux je n'aurai pas aboutie à ce stade d'étude que Dieu m'aide à les honorer, les servir et les combler.

À ceux que j'aime et que j'adore :

Mes frères : RABAH et SAADI

Ma binôme Nassima et sa famille,

Mes cousins et mes cousines,

Mes oncles et mes tantes,

Toutes les personnes qui m'ont soutenu et cru en moi lors de mon parcours étudiantin et à tout ceux qui m'ont aidé et conseillé de près ou de loin, Tout mes adorables ami(e)s sans exception,

À toute la promotion 2018/2019.

RBIHA



Dédicace

Avant tout je remercie le Dieu le tout puissant de m'avoir donné le courage et la volonté pour réaliser ce modeste travail ; que je dédie :

À ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination :

Ma mère et mon père ; sans eux je n'aurai pas aboutie à ce stade d'étude que Dieu m'aide à les honorer, les servir et les combler.

À ceux que j'aime et que j'adore :

Mon frère: Abdallah

Mes sœurs :Kenza ET Ourdia

Ma binôme Rbiha et sa famille,

Mes cousins et mes cousines,

Ma famille maternelle et paternelle,

Ma deuxième famille du croissant rouge et du vo vietnam

Toutes les personnes qui m'ont soutenu et cru en moi lors de mon parcours estudiantin et à tous ceux qui m'ont aidé et conseillé de près ou de loin,

Tout mes adorables ami(e)s sans exception.

À toute la promotion 2018/2019.

NASSIMA

Sommaire

Introductions générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....	01
Chapitre II : Pré dimensionnement.....	17
Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux	40
III.1 -L'acrotère.....	41
III.2 –planchers	52
III.3 –Consoles.....	78
III.4–L'escalier.....	86
III.5–La dalle salle machine	104
Chapitre IV : contreventement	114
Chapitre V : Modélisation et vérification selon les exigences du RPA	132
Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux.....	
VI.1 – Poteaux	147
VI.2 – Poutres	168
VI.3 –Voiles.....	170
Chapitre VII : Etude du Mur Plaque	208
Chapitre VIII : Etude d l'infrastructure	219
Conclusion générale	

Bibliographie

INTRODUCTION GÉNÉRALE

L'une des conséquences immédiates de la croissance démographique dans les zones urbaines est le changement dans le style de construction, afin de rationaliser l'espace, où il est nécessaire de recourir aux bâtiments multi-étages (construction verticale).

Pour répondre à cette demande en termes de constructions civiles et industrielles, des séries de réglementations ont été élaborées dans le but de dimensionner convenablement les bâtiments. Cela revient à déterminer les dimensions de chaque élément de ce bâtiment, les caractéristiques du béton à utiliser, les aciers à employer et surtout comment allier les deux.

Toutefois, il existe un danger persistant pour la construction verticale, qui est le séisme. Sachant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, elle se présente donc comme étant une région à forte activité sismique. Dès lors, il devient nécessaire d'assurer la résistance de ces constructions. En fonction de la nature et des caractéristiques des matériaux utilisés et du terrain d'implantation et d'autres facteurs, la réponse à cette exigence implique la prise en compte de certaines normes et règles parasismiques.

L'étude que nous proposons de réaliser dans le cadre de ce mémoire de fin d'étude concerne un bâtiment en RDC + 8 étages à usage d'habitations. Le bâtiment sera implanté dans la wilaya de Tizi-Ouzou (zone IIa selon l'RPA 99 version 2003) qui est de moyenne sismicité.

Le système structural choisi comporte des portiques (poteaux et poutres) et des voiles, en béton armé. La communication verticale d'un étage à l'autre s'effectue par un escalier ainsi qu'un ascenseur.

Pour répondre à la problématique posée, notre démarche s'articule autour de huit chapitres.

Après avoir présenté le projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements au premier chapitre, on a pré-dimensionné les éléments du bâtiment au chapitre deux.

Au chapitre trois, nous avons calculé tous les éléments secondaires. Une fois que la disposition des voiles est adoptée, la structure est soumise au spectre de réponse du RPA99 version 2003. Sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS. Le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre six. L'étude du mur plaque fera l'objet du septième chapitre. On termine notre projet avec le calcul des fondations.

Cette étude doit permettre d'assurer la stabilité et la durabilité de l'ouvrage, ainsi que le confort pour les occupants. Tous les calculs ont été menés en utilisant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91 modifié 99 et RPA99 version 2003.

Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécurisée et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

I-1 -Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à l'étude et calcul d'un bâtiment à usage mixte habitation et commercial en (RDC en entre sol +8 étages).

Cet ouvrage est d'importance moyenne (groupe d'usage 2), il sera implanté à DRAA EL MIZAN, une région de moyenne sismicité classée selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA99 version 2003) en zone IIa.

Ce bâtiment a une forme irrégulière et composé de :

- 01 RDC en entre sol à usage commercial.
- 8étages courants à usage d'habitation.
- une terrasse inaccessible.
- une cage d'escalier.
- une cage d'ascenseur.

-1-Caractéristiques géométrique de l'ouvrage :

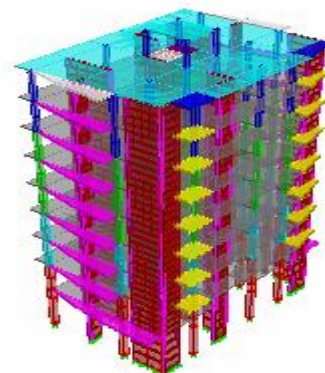
L'ingénieur en génie civil est tenu à respecter au mieux la conception de l'architecte, autrement dit, à ne pas modifier les caractéristiques géométriques de l'ouvrage qui sont les suivantes :

✓ En plan :

- longueur totale du bâtiment : **L=21.90 m**
- largeur totale du bâtiment : **l=14.99 m**

✓ En élévation:

- Hauteur totale du bâtiment : **31.53 m**
- Hauteur du RDC : **4.50 m**
- Hauteur d'étage courant : **3.06 m**



2-Eléments constitutifs de l'ouvrage :**1-Ossature :**

Le contreventement du bâtiment est assuré par un système composé de:

- Poteaux et poutres, formant un système de portiques dans les deux sens, longitudinal et transversal, destinés à reprendre les charges et surcharges verticales.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens, longitudinal et transversal, constituent un système de contreventement pour reprendre les charges horizontales dues au séisme et une partie des charges verticales.

2-Plancher :**➤ Plancher en corps creux :**

Les planchers ont pour fonctions essentielles :

- La séparation des différents étages d'une structure.
- La résistance aux charges permanentes et surcharges d'exploitation sur les étages.
- Transmission des efforts horizontaux aux différents éléments porteurs.
- Support des plafonds et revêtements.

➤ Dalle pleine en béton armé :

Elles sont en béton armé coulée sur place. Prévues dans les portes à faux, dans les paliers de repos des escaliers et dans les planchers porteurs de l'appareil de levage ascenseur.

3-Maçonnerie:**✓ Murs extérieurs:**

Ils seront réalisés avec de brique creuse en double cloisons de 10 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5cm.

✓ Murs intérieurs:

Ils seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

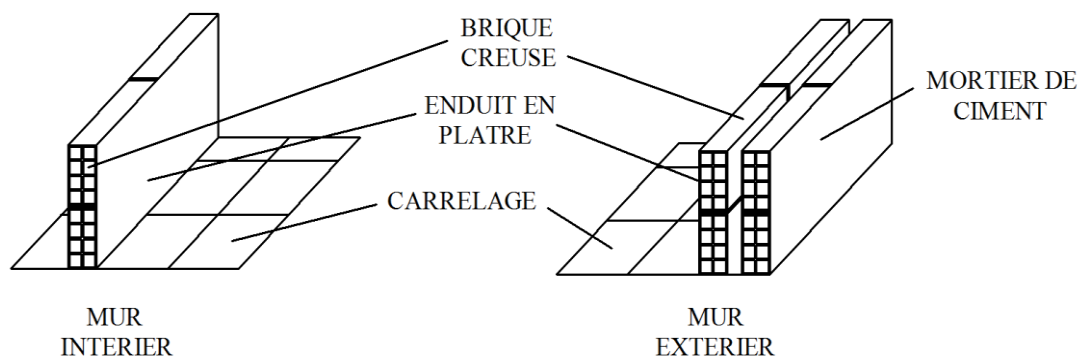


Figure I.1 : Les murs intérieurs et extérieurs.

4-Escaliers :

L'escalier est une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

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

-Notre type d'escalier a deux volées qui sera réalisé en béton armé coulé sur place .

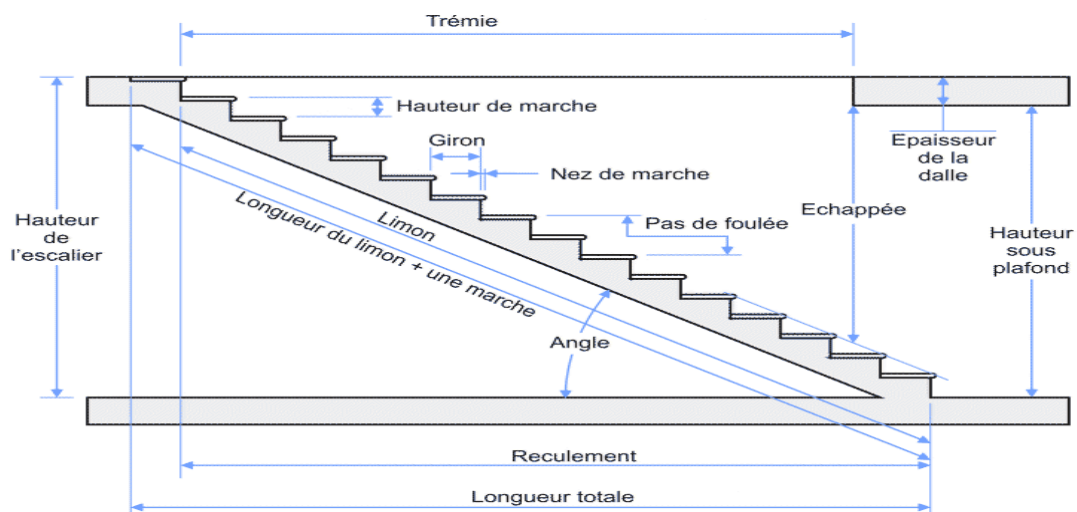


Figure I-2: Principaux termes relatifs à un escalier

5-Cage d'ascenseur:

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voiles, coulée sur place.

6-console :

Le bâtiment comporte de deux types de console :

- Corps creux.
- Dalle plein.

7-Revêtements :

Ils seront réalisés en :

- Céramique pour les salles d'eau.
- Dalle de sol pour les planchers et les escaliers.
- Mortier de ciment pour les murs de façade et cages d'escaliers.
- Enduit de plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

8-Système de coffrage :

On utilise un coffrage classique en bois et un coffrage métallique de façon à limiter le temps d'exécution.

9-Terrasse:

Notre bâtiment sera menu d'une terrasse inaccessible réalisée en corps creux et d'une dalle de compression avec un revêtement composé de :

- Forme de pente de 1% pour faciliter l'écoulement des eaux.
- Isolant thermique protégeant l'élément porteur à des chocs thermique et limitant les déperditions, la nature de l'isolant peut être en polyptère, liège ou en mousse de verre.
- Revêtement d'étanchéité.
- Protection lourde (gravier roulé).

10-Acrotère:

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 0,50 m de hauteur réalisé en béton armé coulé sur place.

11-Fondations :

Situées à la base de la structure, les fondations assurent la transmission des charges et des surcharges au sol. Le choix du type de fondation dépendra de :

La nature de l'ouvrage à fonder : pont, bâtiment d'habitation,...

La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages et définition des Caractéristiques.

Le site : urbain ; montagne, bord de mer,.....

La mise en œuvre des fondations: terrain sec, présence de l'eau,...

Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.

12-Mur plaque :

Il est fait pour assurer le soutènement et la résistance à la pression latérale des terres (les pousses)

3-Etude géotechnique du sol:

Les essais réalisés par laboratoire géotechnique spécialisé ont évalué :

- La contrainte admissible du sol tirée de la portance: 1.80 bar.
- La nature du sol: sol meuble de catégorie (S3).

I-2-Caractéristiques mécaniques des matériaux :

La construction sera réalisée par deux types de matériaux, à savoir le béton et l'acier, qui doivent répondre aux normes du RPA modifier 2003, ainsi que les règles de béton armé aux états limites (BAEL 91 modifier 99).

1-Béton :

Le béton est un matériau de construction hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment) de granulat (sable, gravier), d'eau de gâchage et éventuellement d'adjuvants. Il présente des résistances à la compression assez élevées, mais sa résistance à la traction est faible ; de l'ordre 1/10 de sa résistance en compression.

- ✓ **Ciment:** Le CPA325 (ciment portland artificiel de classe 325) actuellement appelle CPA 42.5, est le liant le plus couramment utilisé, il sert à assurer une bonne liaison de granulats entre eux.

✓ **Granulats:** Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :
Sable de dimension ($DS \leq 5$) mm
Graviers de dimension ($5 \leq Dg \leq 25$) mm

- ✓ **Eau de gâchage :** elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

-Formulation du béton:

Pour la préparation d'un béton destiné à la construction on peut utiliser les abaques de **DREUX GORISSE**, et pour les dosages des éléments on prend compte de plusieurs facteurs (la résistance visée, la qualité des matériaux, l'humidité des matériaux pour savoir le dosage en eau, et enfin l'utilisation ou non des adjuvants).

Alors pour la préparation des bétons chaque élément a sa propre influence sur les caractéristiques finales de ce dernier.

Pour Le dosage de béton est le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Dans notre ouvrage le béton est composé de granulats naturels dosés à 350 Kg/m³. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance et à présenter une protection efficace de l'armature.

La réalité pratique conduit vers le rapport **eau/ciment = 0.5**, pour limiter le retrait du béton.

Si **eau / ciment > 0.5** : un dosage trop élevé en eau, ce qui conduit à un fort retrait.

Si **eau / ciment < 0.5** : il y a insuffisance d'eau, ce qui va conduire à un défaut de maniabilité qui entraînera un mauvais remplissage des moules et une mauvaise étanchéité.

Remarque : Pour maintenir **E/C = 0.5**, il y a lieu d'ajouter des adjuvants.

1-La résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance mécanique à la compression à l'âge de 28 jours notée f_{c28} . Cette valeur est déterminée par des essais réalisés sur des éprouvettes normalisées de forme cylindrique de 32 cm de hauteur et 16cm de diamètre. Lorsque les sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge de «j» jours est inférieur à 28 jours, on se réfère à la résistance f_{cj} obtenue au jour considéré, qui est évaluée par les formules suivantes :

<ul style="list-style-type: none"> • Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$: 	$\left. \begin{array}{l} \left. \begin{array}{l} f_{cj} = [j / (4,76 + 0,83j)] \times f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j \leq 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{array} \right\} \end{array} \right\} \text{(ART A.2.1.11, BAEL 91)}$
$f_{cj} = [j / (4,76 + 0,83j)] \times f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j \leq 60 \text{ jours}$	
<ul style="list-style-type: none"> • Pour des résistances $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$: 	$\left. \begin{array}{l} \left. \begin{array}{l} f_{cj} = [j / (1,40 + 0,95j)] \times f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j \leq 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right\} \end{array} \right\} \text{(ART A.2.1.11, BAEL 91)}$
$f_{cj} = [j / (1,40 + 0,95j)] \times f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j \leq 28 \text{ jours}$	
$f_{cj} = f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j > 28 \text{ jours}$	

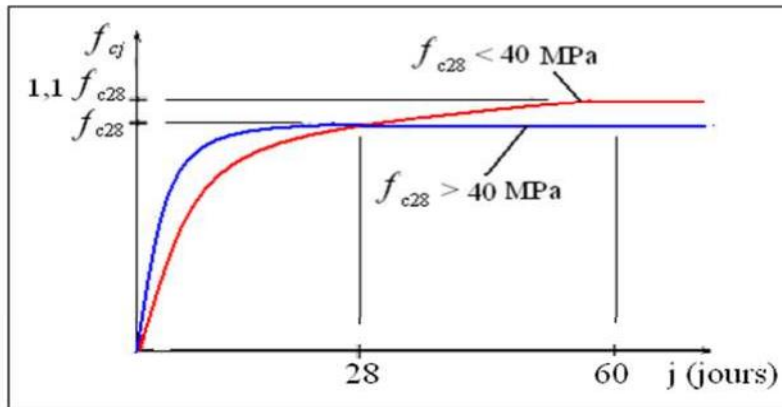


Fig. I.3. Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

Commentaire :

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

2-Résistance caractéristique du béton à la traction :

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \dots \dots \dots \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa (Art A.2.1. 12, BAEL 91)}$$

- Ainsi pour notre cas on aura :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

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

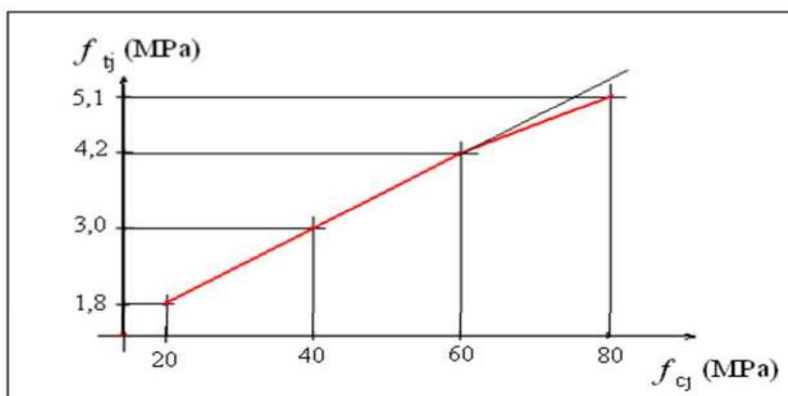


Fig. I.4. Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj} .

3-Module de déformation longitudinale du béton :

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal, il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

✓ Module de déformation longitudinal instantané du béton :

Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement verticale de durée inférieure à 24 heures.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} (\text{MPa}) \quad (\text{ART A.2.1.21, BAEL 90}).$$

Pour $f_{c28} = 25 (\text{MPa})$ On a : $E_{i28} = 32164.2 \text{ MPa}$.

✓ Module de déformation longitudinale différé du béton :

Définie lorsque les contraintes normales sont appliquées pour une longue durée, en tenant compte de retrait et de fluage de béton, il est égale à 1/3 du module de déformation instantané et donnée par :

$$E_{vj} = 1/3 E_{ij}$$

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression de béton :

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} \dots \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa (Art -2.1, 2, BAEL91)}$$

$$E_{vj} = 4400(f_{cj})^{1/3} \dots \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa, sans fumée de silice (annexe F)}$$

$$E_{vj} = 6100 f_{cj} \dots \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa, avec fumée de silice (annexe F)}$$

Pour notre cas :

$$\begin{aligned} E_{vj} &= 3700(f_{cj})^{1/3} \\ E_{v28} &= 3700(f_{c28})^{1/3} \\ E_{v28} &= 3700(25)^{1/3} \end{aligned}$$

$$E_{v28} = 10818, 86563 \text{ MPa}$$

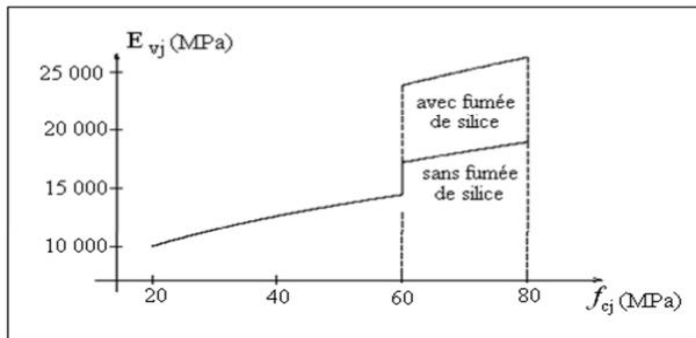


Fig. 5. Evolution du module de Young différée E_{vj} en fonction f_{cj} .

4-Module de déformation transversale :

Le module d'élasticité transversale G caractérise la déformation du matériau il est donné par la relation suivante :

$$G = E / 2(1 + \nu) \quad (\text{MPa}) (\text{Art .A.2.1.3/BAEL91 modifié 99})$$

Avec :

E : Module de Young (module d'élasticité)
 ν : Coefficient de poisson $\nu = (\Delta d/d) / (\Delta l/l)$
 $\Delta d/d$: Déformation relative transversale
 $\Delta l/l$: Déformation relative longitudinale

5-Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre la déformation relative transversale $\Delta d/d$ et la déformation relative longitudinale $\Delta l/l$

$$\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l} \quad (\text{BAEL91/Art2.1, 3})$$

Il est pris égal à :

$\nu = 0$: à l'ELU, pour le calcul des sollicitations. (ART-2.1.3, BAEL 91).

$\nu = 0,2$: à l'ELS, pour le calcul des déformations. (ART-2.1.3, BAEL 91).

6-Fluage de béton:

Sous chargement constant, la déformation de béton augmente continuellement avec le temps.

Pour le béton, les déformations de fluage sont loin d'être négligeable puisqu'elles peuvent représenter jusqu'à trois fois les déformations instantanées, $E_v = E_\infty = 3.E_i$

7-Retraît :

C'est un phénomène de raccourcissement différé à l'hydratation du ciment, le module de déformation longitudinal différé est utilisé pour des chargements de longue durée d'application.

Pour se protéger des désordres liés au retrait, on adoptera les dispositifs constructifs suivants :

- Utiliser des bétons à faible chaleur d'hydratation.
- Maintenir les parements en ambiance humide après coulage.
- Disposer les armatures de peaux de faible espacement pour bien répartir les fissures de retrait.
- Eviter de raccorder des pièces de tailles très différentes.
- Utiliser des adjuvants limitant les effets du retrait

8-Dilatation thermique :

Le coefficient de dilatation du béton vaut 9×10^{-6} à 12×10^{-6} et on adoptera une valeur forfaitaire de 10^{-5} pour le béton armé.

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

Pour éviter ces désordres, on placera régulièrement sur les éléments (dalle, voile de façade) ou bâtiment de grandes dimensions des joints de dilatation espacés de 25m à 50m selon la région.

9- Etat limite de contrainte de béton:

On appelle l'état limite un état particulier d'une structure pour lequel cette structure satisfait une condition exigée par le concepteur .on distingue deux types de l'état limite :

- **Les états limites ultimes (E.L.U) :**

Il se traduit par la perte d'équilibre, c'est-à-dire basculement ou glissement sous les charges qui lui sont appliquées, la perte de la stabilité de forme (flambement des pièces élancées) et la perte de la résistance mécanique (rupture de l'ouvrage).

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\gamma_b} \text{ (BAEL91 modifié 99/A.4.3 ,41)}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité partiel qui a pour valeur :

Situation	Situation courante	Situation accidentelle
γ_b	1,5	1,15

Tableau 1.1 : coefficient de sécurité γ_b en fonction de la situation de l'action.

θ : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des charges qui a pour valeurs :

Durée d'application	$T > 24h$	$1h \leq T \leq 24h$	$T < 1h$
θ	1	0.9	0.85

Tableau I.2 : Coefficient θ en fonction de la durée (T) de l'application des actions

Dans notre cas :

→ Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

❖ Dans le cas d'une situation courante :

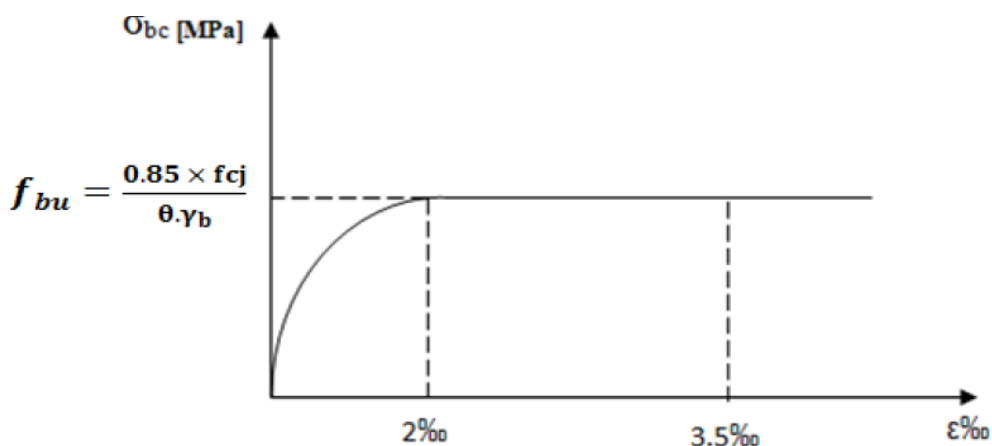
On a : $\gamma_b = 1.5$ et $\theta = 1 \rightarrow f_{bu} = 14,20 \text{ MPa}$

❖ Dans le cas d'une situation accidentelle:

$\gamma_b = 1.15$ et $\theta = 0.85 \rightarrow f_{bu} = 21.75 \text{ MPa}$

- **Le diagramme des contraintes- déformations du béton (ELU) :**

Le raccourcissement maximal du béton est limité à 3,5‰

**Figure I.6: Diagramme contraintes- déformations (ELU)**

Pour $\epsilon_{bc} < 2 \text{ ‰}$ on applique la loi de Hooke qui dit : $\sigma_{bc} = E_b \cdot \epsilon_{bc}$

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

E_b : Module de Young

- **Etat limite de service (E.L.S) :**

C'est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité quicomprennent les états limites de fissurations et de déformation ne sont plus satisfaites.

➤ **La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :**

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} \text{ (BAEL91modifie/A.4.5 ,2)}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15$
 $\rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

➤ **Contrainte ultime de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \quad \text{(BAEL91modifie/A.5.1 ,1)}$$

Avec :

V_u : effort tranchant

b_0 : largeur de la section considérée.

d : hauteur utile

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\tau \leq \min \left\{ 0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{cas de fissuration non préjudiciables.}$$

$$\tau \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \quad \text{cas de fissuration préjudiciables ou très préjudiciables}$$

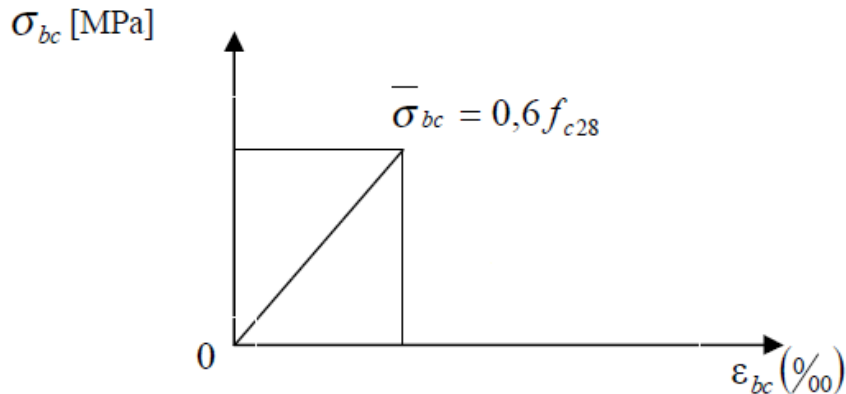


Figure I.7 : Diagramme des contraintes- déformations (ELS)

I-2-2- Aciers :

Les aciers enrobés dans le béton porte le nom d'armatures, les armatures sont disposées de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal par lui-même – c'est –à-dire les efforts de traction en général, comme elles peuvent être disposées également dans les zones de compression lorsque le béton seul ne peut remplacer ce vide. Pour la réalisation de cet ouvrage, on a besoin de trois types d'acier :

Barres lisses	Φ	
Nuance FeE	215	235
Limite d'élasticité fe (MPa)	215	235
Résistance à la rupture σ_r (MPa)	330	410
Allongement de rupture	22%	25%
Barres à haute adhérence	HA	
Nuance FeE	400	500
Limite d'élasticité fe (MPa)	400	500
Résistance à la rupture σ_r (MPa)	480	550
Allongement de rupture	14%	12%
Treillis soudés	TS	
Nuance FeE	500	
Limite d'élasticité fe (MPa)	500	
Résistance à la rupture σ_r (MPa)	550	
Allongement de rupture	8%	

I-2-2-2-module d'élasticité :

A L'E.L.S on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique.
 -On utilise donc la loi de Hooke de l'élasticité, on adopte une valeur de module de Young.
 Le module d'élasticité longitudinal E_s est pris égal à :
 $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$. (Art -2.2.1, BAEL 91).

Contrainte limite de l'acier :

- **contrainte limite ultime :**

$$\sigma = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{Art.4.3, 2, BAEL 91})$$

Avec

f_e : Limite d'élasticité garantie ;
 γ_s : coefficient de sécurité.

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$	$\sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$
$f_e = 500 \text{ MPa}$	$\sigma_{st} = 452 \text{ MPa}$	$\sigma_{st} = 500 \text{ MPa}$

Tableau 1.3: limites d'élasticité des aciers utilisés

- **contrainte limiteservice (ELS):**

Dans L'E.L.S on suppose que :
 - L'acier reste dans son domaine élastique.
 - On limite la contrainte dans les barres d'aciers afin de réduire le risque d'apparition des fissures dans le béton.

Les vérifications à effectuer vis à vis de l'ouverture des fissures sont :

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

La contrainte limite de service de l'acier est :

- **Fissuration peu préjudiciable :**

Cas des éléments situés dans les locaux couverts (fermés), dans ce cas il n'y a pas de vérification à effectuer donc :

$$\sigma_s = f_e \quad (\text{BAEL91 modifié 99/A.4.5,32})$$

- **Fissuration préjudiciable :**

La fissuration est considérée comme **préjudiciable** lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations, ou peuvent être alternativement émergés ou noyés en eau douce

Dans ce cas, la règle est la suivante :

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min \{ 2/3 f_e ; \max \{ 0,5 f_e ; 110(\eta f_{tj})^{1/2} \} \}$$

- **Fissuration très préjudiciable :**

La fissuration est considérée comme **très préjudiciable** lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité.

Dans ce cas, on observe les règles suivantes :

$$\sigma_{st} = \{ 0,5 f_e ; 90(\eta f_{tj})^{1/2} \} \quad (\text{BAEL 91 modifié 99/A.4.5,34})$$

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (r.l).

$\eta = 1,6$ pour les aciers haute adhérence (HA) et les treillis soudés de $\phi \geq 6$ mm.

$\eta = 1,3$ pour les aciers haute adhérence de $\phi < 6$ mm

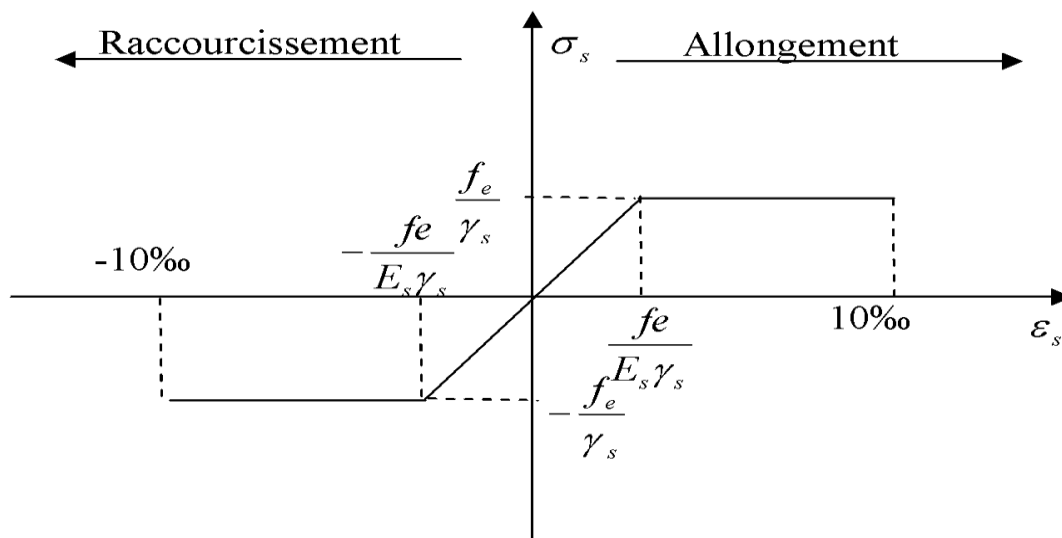


Fig 1 8 : diagramme contrainte déformation.

I-2-2-4- Protection des armatures :

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

Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage.

On adopte les valeurs suivantes (A-7.1) :

- **$C \geq 5cm$** : → Pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives(industrie chimique).
- **$C \geq 3cm$** : → Pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.
- **$C \geq 1cm$** : → Pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

En outre l'enrobage de chaque armature est au moins égal à son diamètre si elle est isolée, ou à la largeur de paquet dont elle fait partie (A-7.2, 4) afin de permettre le passage de l'aiguille vibrante, il convient de laisser des espacements d'au moins 5cm (A-7.2, 8).

Introduction :

Après la présentation de l'ouvrage, ainsi que les caractéristiques des matériaux utilisés, nous procédons au pré dimensionnement des éléments de la structure qui consiste les sections des différents éléments porteurs (les planchers, les poutres, les voiles et les poteaux) et cela en se basant sur des lois issues des règlements BAEL91, CBA et RPA99 version 2003. Ces lois résultent généralement des limitations de déformations et des contraintes dans les matériaux.

11-1- Pré dimensionnement des poutres:

Les poutres sont des éléments en béton armé de section rectangulaire, coulées sur place dont leur rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteaux ; voiles).

On distingue:

- Des poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles.
- Des poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Le pré dimensionnement de ces dernières se fera selon le **CBA 93** et les vérifications selon le **RPA2003**.

Les dimensions transversales de la section rectangulaire de la poutre à savoir :

- **La hauteur totale h_t :**

$$L_{\max}/15 \leq h_t \leq L_{\max}/10 \quad (\text{Art A.4.14 BAEL 91})$$

- **La largeur b :**

$$0,3 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \quad (\text{Selon le CBA93})$$

h_t : la hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L_{\max} : étant la plus grande travée considérée entre nus d'appuis.

D'après le RPA99, les dimensions des poutres doivent respecter les conditions suivantes :

- Largeur : $b \geq 20$ cm en zone II et I,
- Hauteur : $h \geq 30$ cm en zone II et I, **(RPA99.7.5.1)**
- Rapport : $h / b \leq 4$.
- $b_{\max} \leq 1,5h + b_1$.

Dans notre cas :

A) Poutres principales :

- La hauteur hp :

Avec : $L_{\max} = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$

$$L_{\max} = 375 \text{ cm} \implies \frac{375}{15} \leq hp \leq \frac{375}{10} \implies 25 \leq hp \leq 37.5$$

On opte pour $hp = 35 \text{ cm}$

- La largeur b :

Selon le CBA93 : $0,4 h_p \leq b \leq 0,7 h_p$

$14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm} \implies$ On opte pour $b = 25 \text{ cm}$.

Conclusion :

- $h = 35 \text{ cm}$
- $b = 25 \text{ cm}$

B) Poutres secondaires :

- La hauteur ht :

Avec : $L_{\max} = 390 - 25 = 365 \text{ cm}$

On a :

$$L/15 = 24.333 \text{ cm} \quad L/10 = 36.5 \text{ cm}$$

$$\frac{365}{15} \leq ht \leq \frac{365}{10} \implies 24.333 \leq ht \leq 36.5$$

On opte pour : $h = 35 \text{ cm}$.

- La largeur b:

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \quad 0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30$$

$$12 \leq b \leq 21$$

On opte pour : $b = 25 \text{ cm}$.

Conclusion :

- $h = 35 \text{ cm}$
- $b = 25 \text{ cm}$

C) Poutres de chainage (PC) :

- **La hauteur**

Avec : $L_{\max}=400-25\text{cm}$

$$\begin{aligned} L/15 \leq h_t \leq L/10 & \implies \frac{375}{15} \leq h_t \leq \frac{375}{10} \\ 26.667 \leq h_t \leq 40 \end{aligned}$$

On opte pour : $h_t=35\text{cm}$

- **La largeur:**

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \implies 14 \leq b \leq 24.5$$

On opte pour : $b=25\text{cm}$

Conclusion :

- $h=35\text{cm}$
- $b=25\text{cm}$

D)Poutres palières :

- **La hauteur :**

Avec : $L_{\max}=340-25=315\text{cm}$

$$L/15 \leq h_t \leq h_t \implies \frac{315}{15} \leq h_t \leq \frac{315}{10}$$

$$21 \leq h_t \leq 31 \implies \text{on opte pour : } h_t=30\text{cm}$$

- **La largeur:**

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \implies 12 \leq b \leq 21$$

On opte pour : $b=25\text{cm}$

Conclusion :

- $h = 30\text{cm}$
- $b= 25\text{cm}$

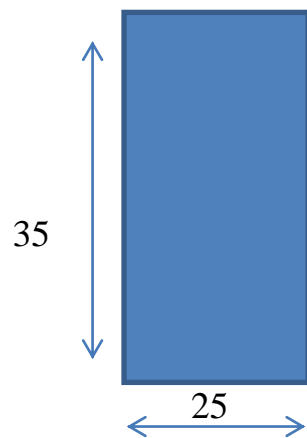
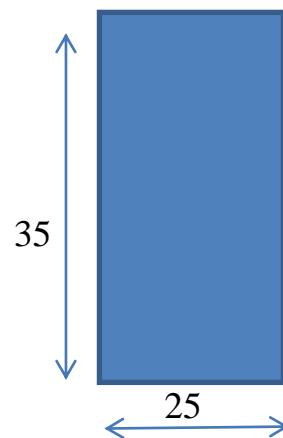
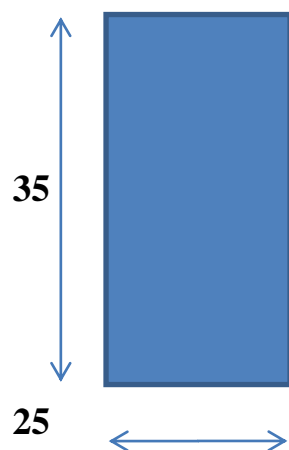
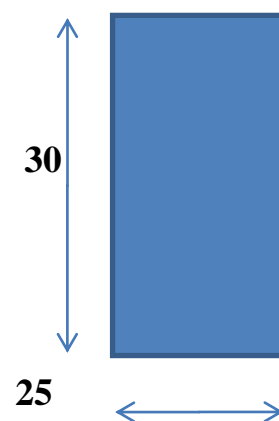
• **Tableau II. 1 vérification des conditions exigées par le RPA :**

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaire	Poutres chainages	Poutres palières	vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	35 cm	35	35	30	vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	25 cm	25	25	25	vérifiée
$h/b \leq 4$	1.40	1.40	1.40	1.20	vérifiée
$b_{\max} \leq 1,5h + b_l$	$25 < 77.5$	$25 < 77.5$	$25 < 77.5$	$25 < 70$	vérifiée

■ **Conclusion :**

On remarque bien que les conditions imposées par le RPA99 sont toutes vérifiées, donc les sections adoptées sont :

- **poutres principales** $(25 \times 35) \text{ cm}^2$
- **poutres secondaires** $(25 \times 35) \text{ cm}^2$
- **poutres de chainages** $(25 \times 35) \text{ cm}^2$
- **poutres palières** $(25 \times 30) \text{ cm}^2$

**Dimension de la poutre principale****Dimension de la poutre secondaire****Dimension de la poutre de chainage****dimension de la poutre palière****Fig. II.1 le dimensionnement des poutres**

II- 2 -Pré dimensionnement de planchers:

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan.

On utilise deux types de plancher :

- plancher a corps creux
- plancher à dalle pleine

1 - Plancher en corps creux:

Le plancher à corps creux est composé d'hourdis, poutrelles et la dalle de compression.

Le dimensionnement de ce type revient à déterminer sa hauteur ($h = h_{cc} + h_{cd}$).

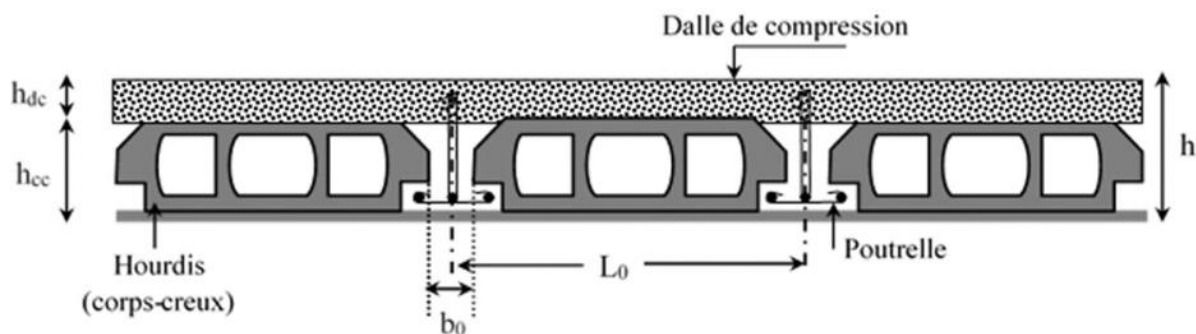


Figure II-2 Coupe transversale d'un plancher à corps creux

Avec :

h_{cc} : hauteur du corps creux.

h_{cd} : hauteur de la dalle de compression.

b_0 : largeur de la nervure de 8 à 12 cm.

L_0 : Distance entre axe des poutrelles.

- **Disposition des poutrelles :**

Pour la disposition des poutrelles il y a deux critères qui conditionnent le choix du sens de disposition qui sont :

- ✓ **Critère de la petite portée:** Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- ✓ **Critère de continuité:** Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

A) Dimensionnement :

Afin de limiter la flèche, l'épaisseur minimum des planchers doit satisfaire la condition suivante :

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

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

h_t : Hauteur totale du plancher.

Dans notre cas :

Avec : $L_{max} = 390 - 25 = 365 \text{ cm}$

$$H_t \geq \frac{365}{22.5} = 16.222 = 17 \text{ cm}$$

Soit : $h_t = 20 \text{ cm} = (16 + 4) \text{ cm}$

- L'épaisseur de corps creux : **16cm.**
- L'épaisseur de la dalle de compression : **4cm.**

Remarque : cette hauteur sera valable pour tous les planchers.

2-Planchers dalle pleine

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 ;
- La résistance au feu.
- L'isolation acoustique

a. la résistance au feu

- | | | |
|---|---|----------------------------|
| { | Pour 1 heure de coupe-feu..... | $e \geq 7 \text{ [cm]} ;$ |
| | Pour 2 heures de coupe-feu..... | $e \geq 11 \text{ [cm]} ;$ |
| | Pour quatre heures de coup de feu..... | $e \geq 17 \text{ [cm]}.$ |
| | Pour deux heures d'exposition au feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être supérieure ou égale à 11cm. | |

b. isolation acoustique

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

$$\left. \begin{array}{l} L = 13,3 \log (10M) \text{ si } M < 200 \text{ kg/m}^2 \\ \text{H. RENAUD page 235} \\ L = 15 \log (M) + 9 \text{ si } M > 200 \text{ kg/m}^2 \end{array} \right\} \text{ selon l'ouvrage : ouvrage en béton armée}$$

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m^2 , d'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

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

c. résistance à la flexion

Panneau de dalle pleine reposant sur quatre appuis :

Si $\rho \leq 0,4$ la dalle travail dans un seul sens suivant x: $ep \geq lx / 25$

Si $\rho > 0,4$ la dalle travail dans deux sens x et y : $ep \geq lx / 30$

Avec :

$$\rho = lx / ly$$

lx : petit côté du panneau de dalle considéré

ly : grand coté du panneau de dalle considéré.

Dans notre cas

$$\rho = 3.60 / 1.37 = 2.62 \longrightarrow \text{la dalle travail dans deux sens}$$

$$ep \geq lx / 30 = 360 / 30 = 12 \text{ cm}$$

On opte pour l'épaisseur de la dalle pleine une épaisseur de **15cm**

11-3- Pré dimensionnement des voiles:

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

D'après le **RPA 99 version 2003**, le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

Avec :

ep : épaisseur des voiles **ep > 15cm**

L_{min} : portée minimale des voiles

L ≥ L_{min} = 4 ep

Art 7.7.1/ RPA 99 version 2003

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage **he**

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

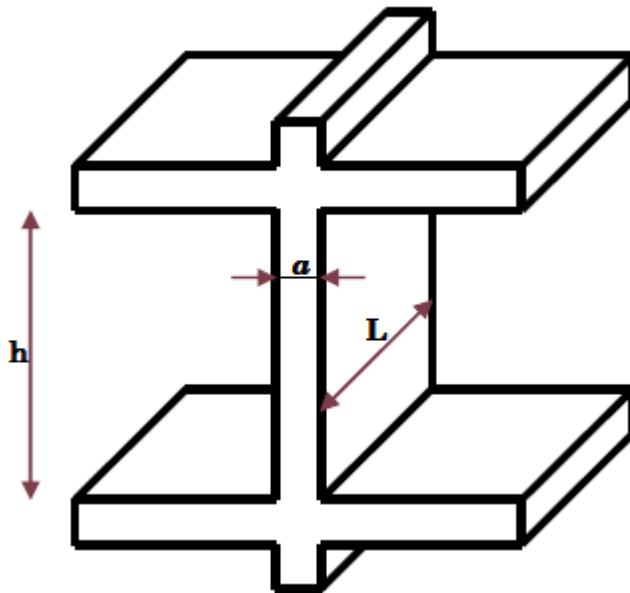
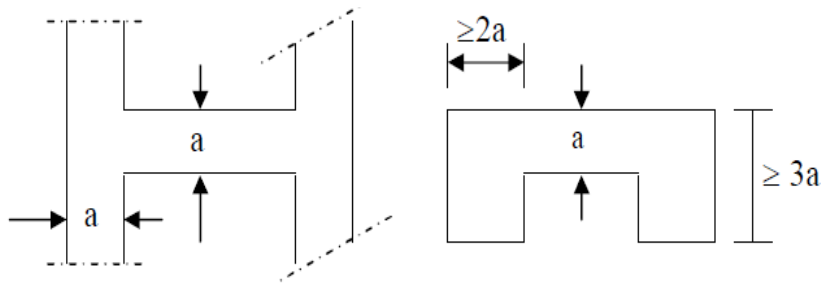
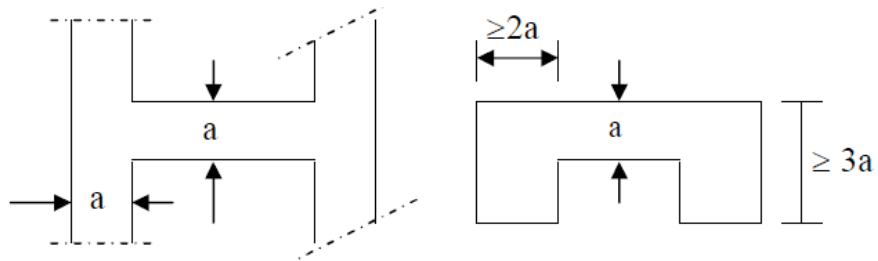


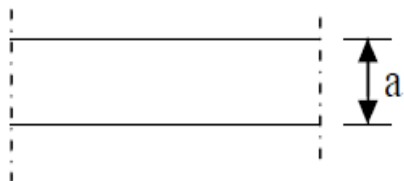
Figure II.3: Coupe verticale du voile.

1^{er} cas :

$$a \geq \frac{h}{25} e$$

Le 2^{ème} cas :

$$a \geq \frac{h}{25} e$$

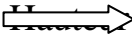
Le 3^{ème} cas :

$$a \geq \frac{h}{20} e$$

Figure II.4: coupes de voile en plan.

Avec :

$h_e = h_{\max}$ = hauteur libre maximale de l'étage.

$h_e = h - e_{\text{pep}}$:  de plancher.

Dans notre cas :

A) Au niveau de RDC :

L'épaisseur :

On a: $h_e = 430$ cm

$$e_{\max} = \left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right) = (17.2, 19.54, 21.5)$$

$$e_{\max} = 21.5 \text{ cm}$$

on opte pour : $e_p = 25$ cm

■ Vérifications :

L'épaisseur:

$$e_p = 25 \text{ cm} > 15 \text{ cm} \text{ vérifiée} \rightarrow$$

La longueur :

$$L \geq 4 \times e_p \rightarrow L \geq 4 \times 25 \rightarrow L \geq 100 \text{ cm}$$

B) Au niveau des différents étages :

L'épaisseur :

On a: $h_e = 306 - 20 = 286$ cm

$$e_{\max}(11.44, 13, 14.30) \quad \text{D'où : } e_p = 15 \text{ cm}$$

on opte pour : $e_p = 25$ cm

■ Vérifications :

L'épaisseur :

$$e_{p\min} = 25 > 15 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifiée}$$

La longueur :

$$L \geq 4 \times e_p \rightarrow L \geq 4 \times 25 \rightarrow L \geq 100 \text{ cm}$$

Remarque :

Nous optons d'une épaisseur de 25 cm pour le voile du RDC et des étages courants, dans le but de ne pas avoir un décalage au niveau des armatures et à fin de palier aux problèmes de coffrage.

II -4- Pré dimensionnement des poteaux:

Ce sont des éléments verticaux en bétons armé de section généralement carrée, rectangulaire ou circulaire qui se composent d'armatures longitudinales (verticales) et transversales (horizontales) .Ils travaillent en flexion composée principalement en compression simple, constituent les points d'appuis pour les poutres et permettent la transmission des charges d'étages en étage puis au fondations.

Leurs prés dimensionnés se fait à l'état limite de service (ELS) en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s .
Tel que :

$$N_s = G + Q$$

Avec :

N_s : effort normal repris par le poteau.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

L'effort normal N_s sera déterminé à partir de la descente de charge en considérant le poteau le plus sollicité. Dans notre cas le poteau B5 est le plus sollicité.

La section S est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.30$$

(RPA99 (version 2003)/7.4.3.1)

$$B_c \geq \frac{N_d}{0.3 f_{c28}}$$

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

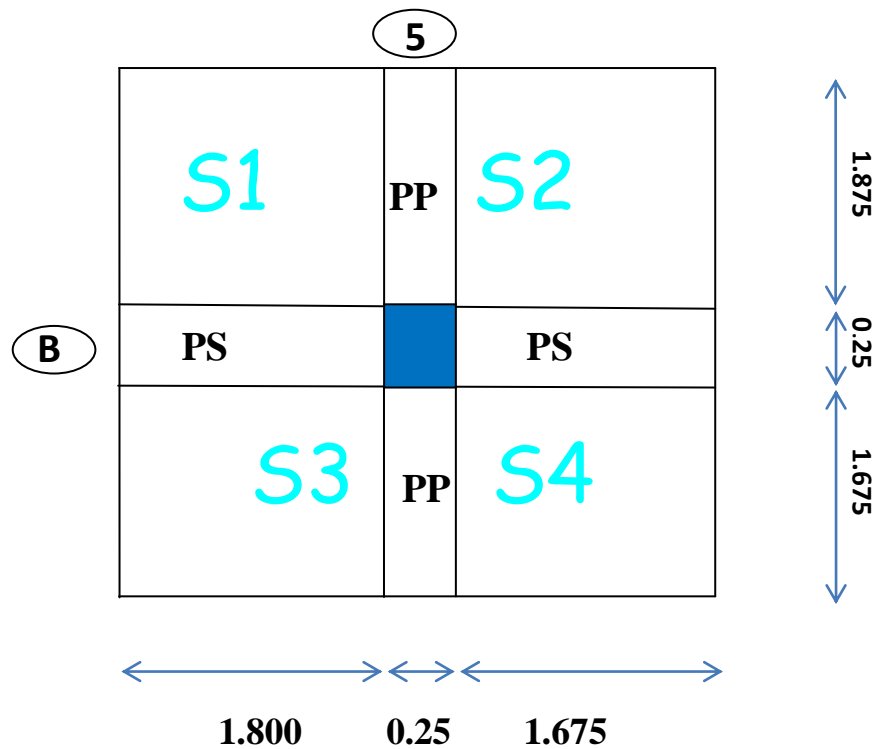
$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \quad \longrightarrow \text{En zone I et II}_a$$

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm} \quad \longrightarrow \text{En zone III et II}_b$$

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

1 – Surface d'influence:

En premier lieu, nous considérons pour nos calculs la section des poteaux selon le minimum exigé par le RPA (RPA 99 V 2003/ Art 7.4.1) qui est supérieur ou égale $(25 \times 25) \text{ cm}^2$

**Section nette:**

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

$$S_1 = 1.800 \times 1.875 = 3.375 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1.625 \times 1.875 = 3.046 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1.800 \times 1.675 = 3.015 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1.625 \times 1.675 = 2.722 \text{ m}^2$$

$$\text{d'où : } S_n = 12.158 \text{ m}^2.$$

Section brute:

$$S_b = 3.8 \times 3.725 = 14.155 \text{ m}^2$$

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 «G»:**❖ **Plancher terrasse :**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Masse Volumique (KN/m ³)	La charge (KN/m ²)
1	Couche de gravier	0.05	20	0.85
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton	0.08	22	1.32
4	Feuille de polyane	-	-	0.01
5	Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
6	Feuille de polyane	-	-	0.01
7	Plancher à corps creux	0.20	-	2.80
8	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
				G=5.47

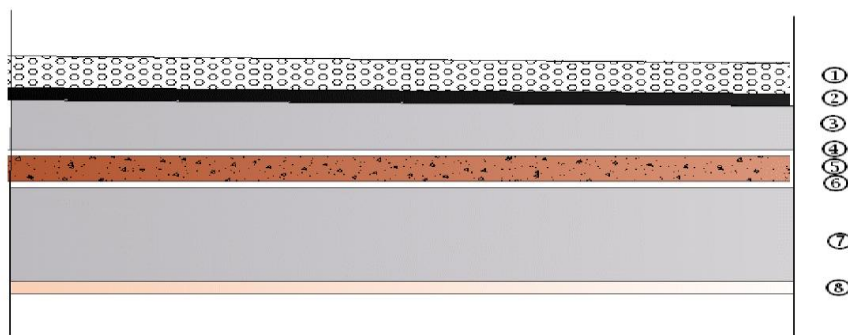


Figure .II.5: Coupe transversale au niveau de plancher étage terrasse.

❖ Plancher d'étage courant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique	Charges
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.66
3	Couche de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle en corps creux	$(0.16+0.04)=0.20$	-	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison de séparation interne	0.10	9	0.90
				Gt=5.50

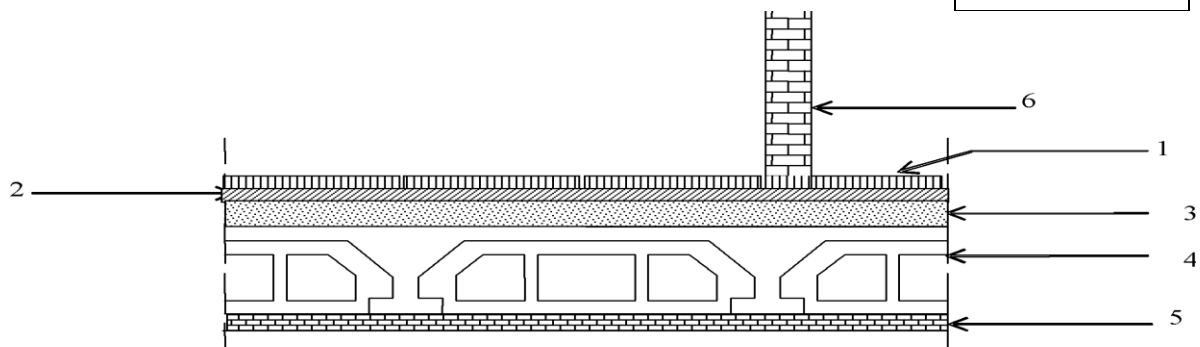


Figure. II.6: Coupe transversale au niveau de plancher étage courant.

❖ Maçonnerie :

1) Mur extérieur :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Masse volumique (KN/m ³)	La charge (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	0.02	20	0.40
2	Brique creuse	0.1	9	0.90
3	Lame d'air	0.05	-	-
4	Brique creuse	0.1	9	0.90
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
				Gt=2.40

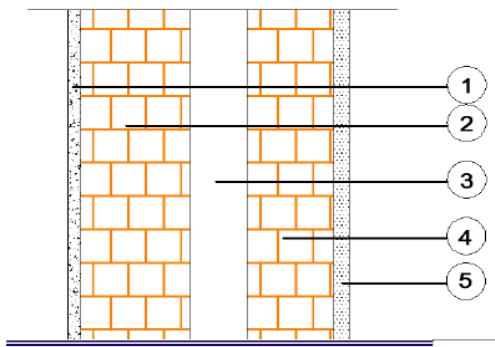


Figure .II.7 : Coupe verticale d'un mur extérieur.

2) Murs intérieurs :

N°	Composition	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
				Gt=1.30

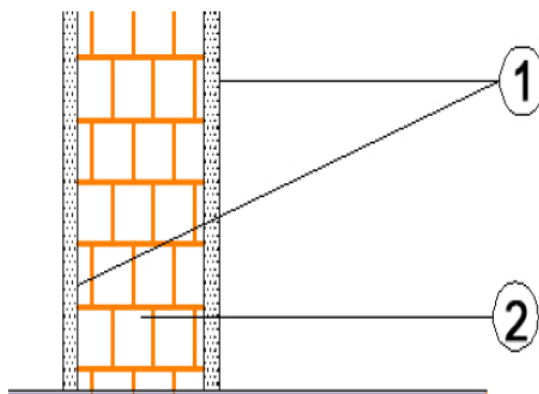


Figure .II.8 : Coupe verticale d'un mur intérieur

❖ Dalle pleine :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.03	18	0.36
4	Dalle pleine en béton armé	0.15	25	3.75
5	Mortier de ciment	0.02	20	0.40
				G=5.31

Figure .II.9: Coupe d'un plancher en dalle pleine.

❖ Acrotère :

□ Poids propre: $G = \rho \times S \times 1ml$

Avec:

ρ : Masse volumique du béton (KN/m³).

S : Section longitudinale de l'acrotère (m²).

AN:

$$S = (0.5 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1)$$

$$S = 0.057m^2$$

$$G = 0.057 \times 25 = 1.425KN/ml \quad \Longrightarrow \quad G = 1.425KN/m$$

✓ Surcharges d'exploitation «Q» :

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR B.C.2.2. dans le tableau suivant ;

Eléments	Surcharges Q(KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher étage courant à usage d'habitation	1.5
Balcons	3.5
Acrotère	1
Escalier	2.5

➤ **Poids propre des éléments :**

A) poids des planches :

$$P = G \times S_n$$

- **Planche terrasse :**

$$P_{\text{terr}} = 5.47 \times 12.158$$

$$P_{\text{terr}} = 66.540 \text{ KN}$$

- **Planche d'étage courant :**

$$P_{\text{etage}} = 5.32 \times 12.158$$

$$P_{\text{etage}} = 64.680 \text{ KN}$$

B) Poids des poutres :

$$P = \rho \times L \times S$$

- **Poutre principale :**

$$P_{\text{pp}} = 0.25 \times 0.35 \times 3.80 \times 25$$

$$P_{\text{pp}} = 8.312 \text{ KN}$$

- **Poutres secondaires :**

$$P_{\text{ps}} = 0.20 \times 0.30 \times 3.725 \times 25$$

$$P_{\text{ps}} = 5.587 \text{ KN}$$

D'où le poids total:

$$P_t = 13.899 \text{ KN}$$

C) Poids des poteaux :

- **Poteaux RDC:**

$$G = 0.25 \times 0.25 \times 4.5 \times 25$$

$$G = 7.031 \text{ KN}$$

- **Poteaux d'étages courants :**

$$G = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25$$

$$G = 4.781 \text{ KN}$$

➤ **Surcharges d'exploitation :**

• **Planche terrasse :**

$$Q_0 = 1 \times 12.158$$

$$Q_0 = 12.158 \text{ KN}$$

• **Planche d'étages courants :**

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots \dots \dots Q_7 = 1.5 \times 12.158 = 18.237 \text{ KN}$$

• **Planche RDC :**

$$Q_8 = 4 \times 12.158 = 48.632 \text{ KN}$$

3 Dégression verticale des surcharges d'exploitation :

A) Définition de la descente de charge :

On appelle descente de charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments que compose la structure d'un bâtiment.

On commence par le niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) et on descend au niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations)

B) Principe de calcul :

Avant de commencer le calcul de la descente de charges, il est nécessaire d'établir un principe de structure niveau par niveau avec le sens de portée des planchers, les poteaux, les poutres, etc...

Ensuite, on détermine les caractéristiques des éléments porteurs : Type de plancher, revêtement de sol (épaisseur et nature), type de toiture (tuile, ardoise, possibilité de neige,...), cloisons, type et épaisseur de murs (briques, parpaing, béton). Ce sont les charges permanentes (en kN/ml ou kN/m²)

Puis, on définit le type d'utilisation des pièces (logements, circulation, bureaux,...) pour choisir les surcharges d'exploitation à appliquer au plancher (en kN/ml ou kN/m²). Ce sont des charges qui prennent en compte les mobiliers, des personnes et autres objets. On peut y inclure des cloisons qui peuvent être enlevées ou déplacées.

D'après le règlement DTR B.B. 2.2 de la dégression des surcharges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Le nombre minimum de niveaux «n» pour tenir compte de cette loi est de cinq «5»

En raison du nombre d'étage qui compose la structure a étudiée $n \geq 5$, on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.

La loi de dégression est :

$$\sum_n = Q_0 + (3+n/2n) \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 \dots + Q_n) \quad \text{Pour } n \geq 5 \quad (\text{DTR B.B. 2.2})$$

Q_0 : Surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i ($i = 1$ à 15)

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

C) Charges d'exploitation cumulées:

$$\sum_0 = Q_0$$

$$\sum_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\sum_2 = Q_0 + 0.95 \times (Q_1 + Q_2)$$

$$\sum_3 = Q_0 + 0.90 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\sum_4 = Q_0 + 0.85 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

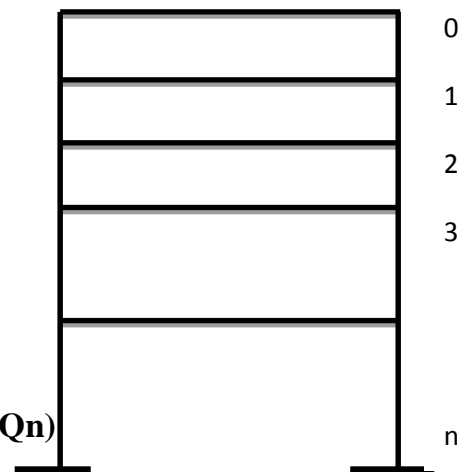
$$\sum_n = Q_0 + (3+n/2n) \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 \dots + Q_n)$$

$$Q_T = Q_0 + (3+n) / 2n \times Q_i \quad (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$$

$$Q_0 = 12.158 \text{ KN}$$

$$Q_{1-7} = 18.237 \text{ KN}$$

$$Q_8 = 48.632 \text{ KN}$$



C) Coefficients de dégression de surcharges :

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8
Niveau	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coeff	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.687

Tableau II-2 Coefficient de dégression de surcharges $3+n/2n$

Surcharge d'exploitation cumulée d'après la loi de dégression des charges :

$$9^{\text{eme}}: Q_0 = 12.158 \text{ KN}$$

$$8^{\text{eme}}: Q_0 + Q_1 = 12.158 + 18.237 = 30.395 \text{ KN}$$

$$7^{\text{eme}}: Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) = 12.158 + 0.95(2 \times 18.237) = 46.808 \text{ KN}$$

$$6^{\text{eme}}: Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 12.158 + 0.90(3 \times 18.237) = 61.397 \text{ KN}$$

$$5^{\text{eme}}: Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 12.158 + 0.85(4 \times 18.237) = 74.163 \text{ KN}$$

$$4^{\text{eme}}: Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 12.158 + 0.80(5 \times 18.237) = 85.106 \text{ KN}$$

$$3^{\text{eme}}: Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 12.158 + 0.75(6 \times 18.237) = 94.224 \text{ KN}$$

$$2^{\text{eme}}: Q_0 + 0.714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 12.158 + 0.714(7 \times 18.237) = 103.306 \text{ KN}$$

$$1^{\text{eme}}: Q_0 + 0.687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 12.158 + 0.687(7 \times 18.237 + 48.632) = 133.269 \text{ KN}$$

Charges permanent (KN)						Surcharge (KN)		Effort normal (KN)	Section Des poteaux (Cm ²)	
P. des plancher	P. des Poutres	P. des Poteau x	G _{tot}	G _{cum}	Q _p	Q _{cum}	Section mini N=G+Q	Section trouvée S=N/0.3fc 28	Section Adop	
9	66.504	13.899	4.781	85.184	85.184	12.158	12.158	102,474	136.632	25x30
8	64.680	13.899	4.781	83.36	168.544	18.237	30.395	209.203	278.937	25x30
7	64.680	13.899	4.781	83.36	251.904	18.237	46.808	314.108	418.810	30x35
6	64.680	13.899	4.781	83.36	335.264	18.237	61.397	417.189	556.252	30x35
5	64.680	13.899	4.781	83.36	418.624	18.237	74.163	518.447	691.262	30x35
4	64.680	13.899	4.781	83.36	501.984	18.237	85.106	617.882	823.842	35x40
3	64.680	13.899	4.781	83.36	585.344	18.237	94.224	715.492	953.989	35x40
2	64.680	13.899	4.781	83.36	668.704	18.237	103.30	815.670	1087.56	40x45
1	64.680	13.899	7.031	85.61	752.064	48.632	133.26 9	885.360	1180.48	40x45

Tableau II.3. : Pré dimensionnement des poteaux

■ **Remarque :**

On a adopté pour les poteaux des sections supérieures à celle trouvée dans les calculs pour des raisons :

- Une bonne répartition des aciers.
- Éviter la rotule plastique dans les poteaux.

4 vérification (RPA99) :

1. Vérifications relatives aux exigences du RPA (Art 7.4.1):

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
25x30	$\min(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\min(b, h) = 30 \geq 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm}$ $30 > 14.3 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$0.25 < 0.833 < 4$	
30x35	$\min(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\min(b, h) = 30 \geq 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm}$ $30 > 14.3 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$0.25 < 0.857 < 4$	
30x40	$\min(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\min(b, h) = 30 \geq 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.30$ $30 > 14.3 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$0.25 < 0.75 < 4$	
40x45	$\min(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\min(b, h) = 30 \geq 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{430}{20} = 21.5$ $\frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.30$ $30 > 14.30$ $30 > 21.5 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$0.25 < 0.888 < 4$	

3-Vérification au flambement

Lorsque une pièce élancée (**poteau**) est soumise à un effort de compression ; il se produit un phénomène d'instabilité transversale (comportement analogue à celui d'une poutre fléchie); c'est le flambement.

Cette instabilité dépend de :

- ✓ La longueur de flambement.
- ✓ La section (caractéristiques géométriques).
- ✓ La nature des appuis.

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier les conditions suivantes :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50 \quad (\text{BAEL99/ 9.2})$$

L_f : longueur de flambement du poteau, qui égale à **L_f = 0,7 l₀** (BAEL99/B.8.4)

l₀ : portée réelle du poteau (Hauteur libre).

i : rayon de gliration, $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$

avec :

I: moment d'inertie du Poteau $I_{xx} = b \times h^3 / 12$ et $I_{yy} = h \times b^3 / 12$

S : section transversale du poteau (b x h)

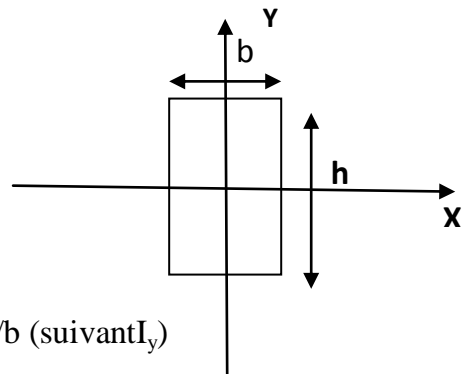
Donc :

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \frac{h}{3.464}$$

En remplace et on trouve

$$\lambda = l_f / (I/S)^{1/2} \longrightarrow \begin{cases} 0.7 \times l_0 / (b^2/12)^{1/2} = 0.7 \times l_0 (12)^{1/2} / b \text{ (suivant } I_y) \\ 0.7 \times l_0 / (h^2/12)^{1/2} = 0.7 \times l_0 (12)^{1/2} / h \text{ (suivant } I_x) \end{cases}$$

Finalement : $\lambda_y = 2.425 L_0 / b$ et $\lambda_x = 2.425 L_0 / h$



Les résultants sont dans le tableau suivant :

Condition	Niveau	poteau	L_0	h	b	λ_x	λ_y	Vérif
$\lambda = 2.425L_0/h$	RDC	40x45	4.30	0.45	0.40	23.17	26.06	Vérifiée
$\lambda = 2.425L_0/h$	1 ^{er} étage	40x45	2.86	0.45	0.40	15.41	17.33	Vérifiée
$\lambda = 2.425L_0/h$	2 ^{eme} et 3 ^{eme} étages	35x40	2.86	0.40	0.35	17.33	19.81	Vérifiée
$\lambda = 2.425L_0/h$	4 ^{eme} , 5 ^{eme} et 6 ^{eme} étages	30x35	2.86	0.35	0.30	19.81	23.11	Vérifiée
$\lambda = 2.425L_0/h$	7 ^{eme} et 8 ^{eme} étages	25x30	2.86	0.30	0.25	23.11	27.74	Vérifiée

Tableau II.4. : Vérification au flambement

Pour tous les poteaux la condition au flambement est vérifiée.

Conclusion :

Hauteur du plancher corps creux		ht=(16+4)=20cm
Epaisseur de la dalle pleine		e=15cm
Epaisseur des voiles	RDC	e=25cm
	1 ^{er} étage au 8 ^{eme} étage	
Section des poutres	Poutre principale	25x35
	Poutre secondaire	25x35
	Poutre palière	25x30
	Poutre de chainage	25x35
Section des poteaux	RDC	40x45
	1 ^{er} étage	40x45
	2 ^{eme} et 3 ^{eme} étages	35X40
	4 ^{eme} , 5 ^{eme} et 6 ^{eme} étages	30x35
	7 ^{eme} et 8 ^{eme} étages	25X30

Introduction :

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments secondaires que comporte notre bâtiment. Nous citons les escaliers, les planchers, l'acrotère et enfin la console dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement [BAEL91] en respectant le règlement parasismique Algérien [RPA99].

1- Calcul de l'acrotère:

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité au niveau de la terrasse, il est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferrailage se calcule sous l'effet de deux efforts (moment de flexion et effort normal) et sera déterminé en flexion composée avec compression la section dangereuse est celle qui se trouve au niveau de l'encastrement. Un joint de dilatation est prévu chaque 6m.

L'acrotère est sollicité par :

- Un effort normal G dû à son poids propre.
- Un effort horizontal Q à la main courante engendrant un moment de renversement M .

Le calcul se fera pour une bande de 1m dans la section d'encastrement.

- **Dimension de l'acrotère**

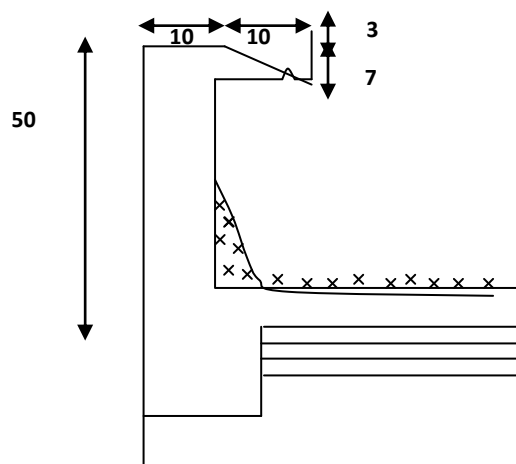


Figure .III.1 Coupe transversale de l'acrotère

✓ Schéma statique :

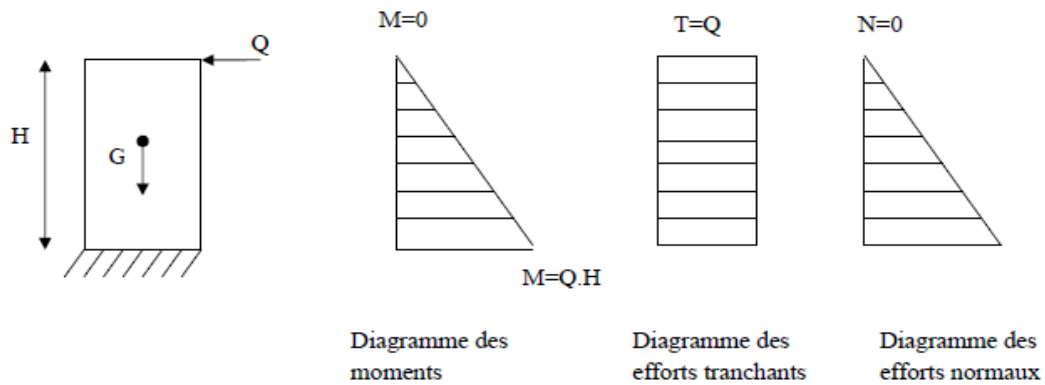
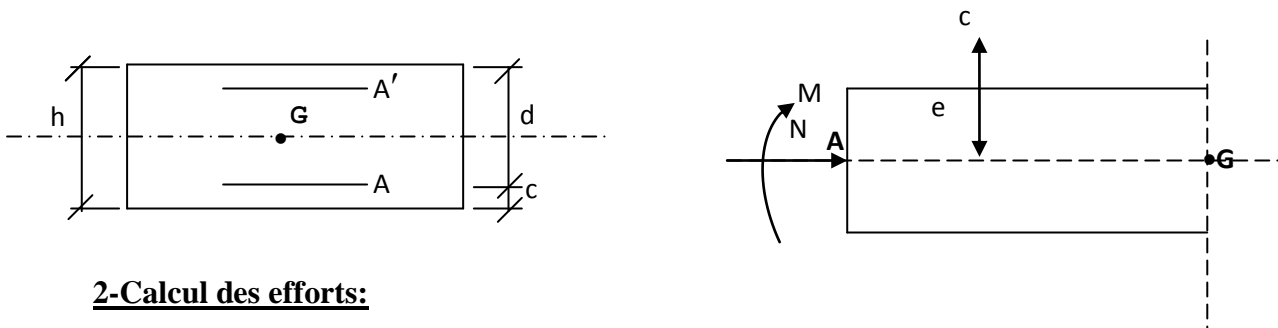


Figure III.2 Diagrammes des efforts internes

1-Détermination des sollicitations:2-Calcul des efforts:

- Effort normal dû au poids propre :

$$G = \rho \times S$$

$$G = [(0.5 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + (0.03 \times 0.1) / 2] \times 25$$

$$G = 1.4625 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1.00 \text{ KN/ml}$$

$$N = G \times 1 \text{ ml} = 1.4625 \text{ KN}$$

- Effort tranchant :

$$T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$$

- Moment fléchissant max dû à la surcharge Q :

$$M = T \times H = Q \times 1 \text{ ml} \times H = 0.5 \text{ KN.m}$$

3-Combinaison des charges :✓ **A L'ELU**

$$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.4625 = 1.974 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 0.5 = 0.75 \text{ KN.m}$$

✓ **A L'ELS**

$$N_s = 1.4625 \text{ KN}$$

$$M_s = 0.5 \text{ KN.m}$$

4-Ferraillage de l'acrotère :

Le ferraillage de l'acrotère sera déterminé en flexion composé et sera donné en mètre linéaire ; pour le calcul on considère une section ($b \times h$) cm^2 Soumise à la flexion composé .

h : Epaisseur de la section : 10 cm

b : largeur de la section : 100 cm

c et c' : Enrobage : 3cm

$d = h - c$: Hauteur utile

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

✓ **Calcul des armatures à l'ELU :**• **Position du centre de pression à l'ELU**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.75 \times 10^2}{1.974} = 51 \text{ cm}$$

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

$\frac{h}{2} - c < e_u \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M_f , puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée

✓ **Calcul en flexion simple**• **Moment fictif:**

$$M_f = N_u \times e_f = N_u \times \left(e_u + \frac{h}{2} - c \right) = 1.974 \left(0.51 + \frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 1.046 \text{ KNm}$$

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.046 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.015$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$\mu_u < \mu_l = 0.392$ La section est simplement armée

$$\mu_u = 0.015 \Rightarrow \beta = 0.9925$$

- **Armatures fictives:**

$$A_f = + \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{1.046 \times 10^5}{0.9925 \times 7 \times 348 \times 10^2} = 0.43 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul en flexion composé**

La section réelle des armatures:

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\delta_{st}} = 0.43 - \frac{1.974 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.38 \text{ cm}^2$$

5-Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité: (Art : A.4.2.1/BAEL 91)

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.455 d}{e_s - 0.185 d} \right] = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400} \times \frac{34 - 0.455 \times 7}{34 - 0.185 \times 7} = 79 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.5 \times 10^2}{1.4625} = 34 \text{ cm}^2$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

Conclusion :

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera.

$$A_s = A_{\min} = 79 \text{ cm}^2$$

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

Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: 4HA8=2.01cm² avec un espacement $S_t=25\text{cm}$

b) Vérification au cisaillement : (BAEL91 art 5.1.1)

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{avec : } V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

c) Vérification de l'adhérence des barres: (art A.6.1.1, 3BAEL91)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \quad \text{Avec : } \sum u_i \text{ Somme des périmètres utiles des barre}$$

$$\sum u_i = n \times \Phi \times \pi = 4 \times 0.8 \times 3.14 = 10.05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0.9 \times 70 \times 100.5} = 0.236 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

Ancrages des barres verticales :

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit « Ls »

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} ; \quad \tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}.$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm}$$

Soit : $L_s = 30\text{cm}$.

6-Vérification à l'ELS :

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

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max \left\{ 0,5 f_e, 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

. $\eta = 1,6$: Fissuration préjudiciable, (acier HA), ϕ

$\geq 6\text{mm}$

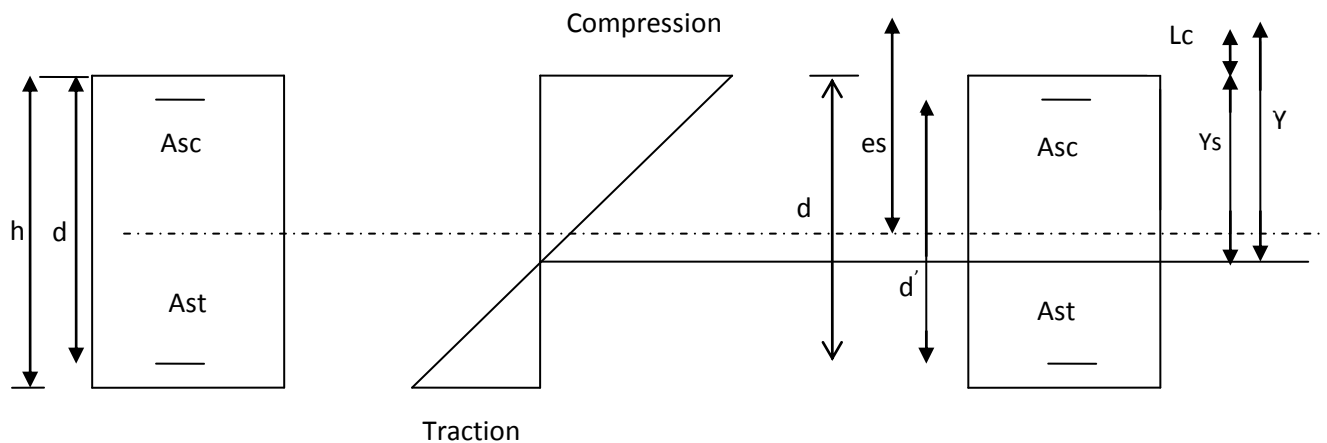


Figure III.3. Répartition des contraintes dans l'acrotère.

On a L_c : Distance du centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section.

$$L_c = h/2 - e_s = 10/2 - 34 = -29\text{cm}$$

$$L_c = -29\text{cm}$$

En se basant sur la figure ci dessus. On résout l'équation suivante pour trouver la valeur de Y

$$Y^3 + pY + q = 0 \dots\dots\dots *$$

$$P = -3L_c^2 - 90A_{sc} \frac{L_c - c'}{b} + 90A_{st} \frac{d - L_c}{b}$$

$$A_{sc} = A_{st} = 2,01\text{cm}^2$$

$$P = -3(-29)^2 - 90(2.01)\frac{-29-3}{100} + 90(2.01)\frac{7+29}{100}$$

$$P = -2399.988$$

$$q = -2Lc^3 - 90Asc \frac{(Lc - c')^2}{b} - 90Ast \frac{(d - Lc)^2}{b}$$

$$q = -2(-28)^3 - 90(2.01)\frac{-29-3}{100} - 90(2.01)\frac{(7+29)^2}{100}$$

$$q = 44137.915$$

$$* \rightarrow y^3 - 2399.988.y + 44137.915 = 0$$

Pour la résolution de cette équation on procède comme suit :

-Calcul de Δ :

$$\Delta = q^2 + (4.p^3/27) = (44137.915)^2 + 4.(-2399.988)^3/27$$

$$\Delta = -5.77.10^7 < 0 \rightarrow \text{L'équation admet trois racines}$$

$$Y_1 = a.\cos\left(\frac{\varphi}{3}\right)$$

$$Y_2 = a.\cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{2.\pi}{3}\right)$$

$$Y_3 = a.\cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{4.\pi}{3}\right)$$

Avec:

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 2\sqrt{\frac{2230.8}{3}} = 56.56$$

$$\varphi = \arccos\left(\frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}}\right) = \arccos\left(\frac{3 \times 44137.915}{-2399.988 \times 2}\sqrt{\frac{-3}{-2399.988}}\right)$$

$$\varphi = 2.918$$

$$\text{Donc : } Y_1 = 56.56\cos\left(\frac{2.918}{3}\right) = 31.84$$

$$Y_2 = 56.56 \cdot \cos\left(\frac{2.918}{3} + \frac{2 \times 180}{3}\right) = -56.39$$

$$Y_3 = 54.47 \cos\left(\frac{2.95}{3} + \frac{2 \cdot \pi}{3}\right) = 24.44$$

La distance entre l'axe neutre et la fibre supérieure de la section, c'est la hauteur de la partie comprimée.

$$0 < y_{ser} < d$$

$$Y_{ser} = y + Lc$$

$$y_{ser}^1 = 31.84 - 29 = 2.84 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ok}$$

$$y_{ser}^2 = -56.39 - 29 = -85.39 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non}$$

$$y_{ser}^3 = 24.44 - 29 = -4.56 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non}$$

$$y_{ser} = y_{ser}^1 = 2.84 \text{ cm}$$

$$y = 29 + 2.84 = 31.84 \text{ cm}.$$

On calcul l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b \cdot y_{ser}^3}{3} + n \left[A_{st}(d - y_{ser})^2 + A_{sc}(y_{ser} - c')^2 \right];$$

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15 : \text{Coefficient d'équivalence.}$$

$$I = \frac{100 \times 2.84^3}{3} + 15 [2.01(7 - 2.84)^2 + 2.01(2.84 - 3)^2]$$

$$I = 1286.07 \text{ cm}^4.$$

A/ Vérification des contraintes de compression dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{Y \times N_{ser}}{I} \times Y_{ser} = \frac{318.4 \times 1.4635 \times 10^3}{1286.07 \times 10^4} \times 28.4 = 1.02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.02 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

B/ Vérification de la contrainte dans l'acier :

$$\overline{\sigma_s} = 201,63 \text{ MPa (Déjà calculée)}$$

$$\sigma_s = n \times \frac{y \cdot N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) = 15 \times \frac{318.4 \times 1.4625 \times 10^3}{1286.07 \times 10^4} \times (70 - 28.4) = 22.59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 22.59 \text{ Pa} < \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• Vérification de l'écartement dans les barres :

1-Armature verticale :

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

$$S_t \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

2-Armature de répartition :

$$S_t \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

➤ Vérification au flambement :

1-calcul de l'élancement :

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

Avec :

λ : Élancement de l'élément

L_f : longueur de flambement

i : rayon de giration

I : moment d'inertie de la section

A : section de l'élément

$$A = 0.1 \times 1 = 0.1 m^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times (0.1)^3}{12} = 8.33.10^{-5} m^4$$

$$Lf = 2L_0 = 2H = 1.2m$$

$$\lambda = \frac{1.2\sqrt{0.1}}{\sqrt{8.33.10^{-5}}} = 41.58$$

2-vérification à l'élancement :

$$\lambda \leq \max \left[50, \min \left(\frac{67.e_u}{h}, 100 \right) \right] = \max [50, \min(247.9, 100)]$$

$$\lambda = 41.58 \leq \max(50, 100) = 100 \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

7-Vérification de l'acrotère au séisme :(RPA Art 6.2.3)

L'acrotère est calculé sous l'action des forces sismiques suivant la formule suivante :

$$F_p = 4.A.C_p.W_p$$

Avec :

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

(RPA99, art 4.2.3 tableau 4-1)

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0.8$)

W_p : Poids de l'acrotère = 1.4625kN/ml

D'où : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.4625 = 0.702 \text{KN /ml} < Q=1 \text{KN/ml} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$

Conclusion :

La condition étant vérifiée, donc l'acrotère sera calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile. On adopte pour le ferrailage celui adopté précédemment

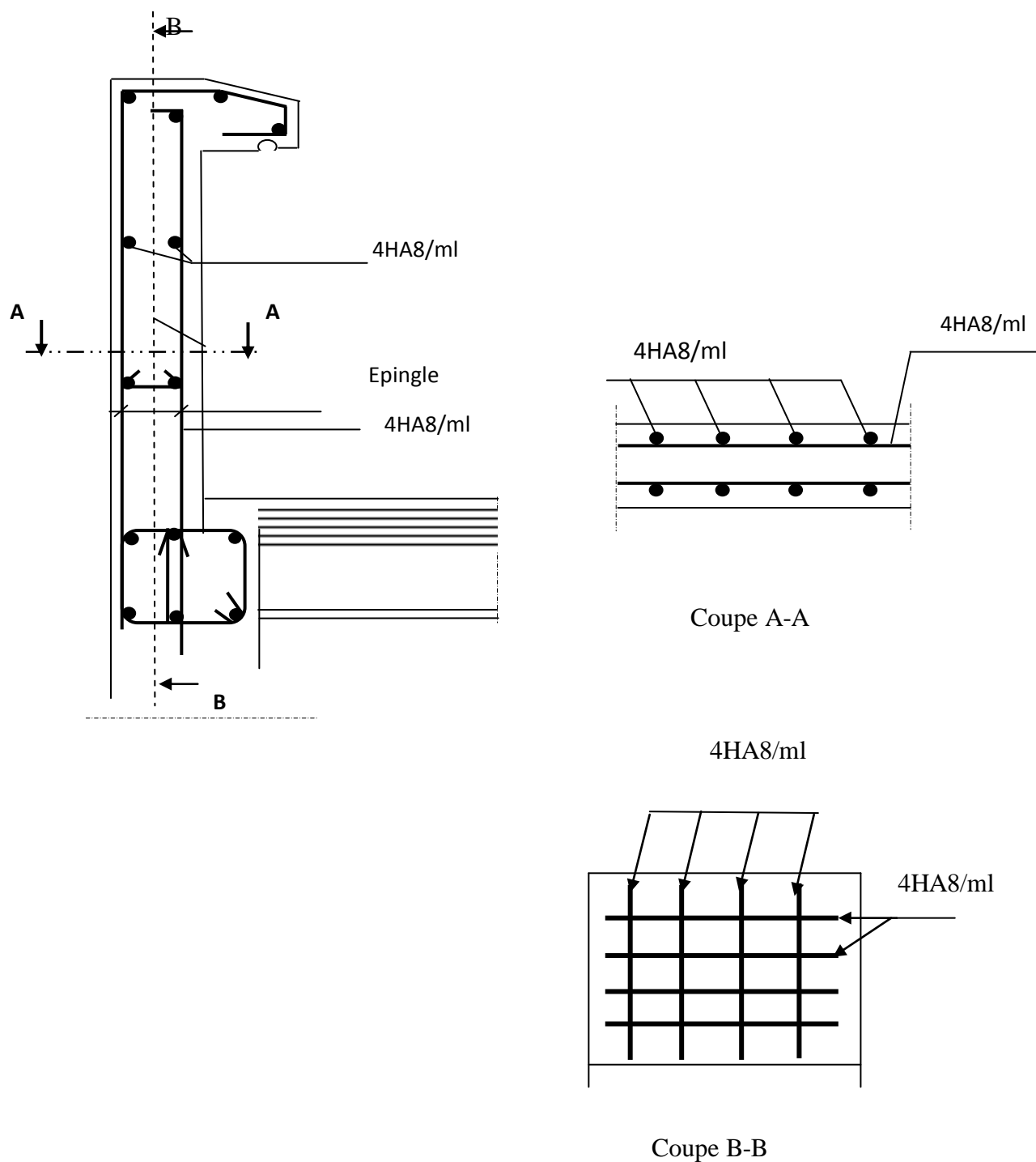


Figure III.4. Plan de Ferrailage de l'acrotère.

III-2-Les Planchers :

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité, le plancher à corps creux avec une dalle de compression.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.
- Remplissage en corps creux, utilisés comme coffrage perdu, et comme isolant, d'épaisseur de 16 cm.
- une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur coulée sur les corps creux qui reprend les efforts de compression.

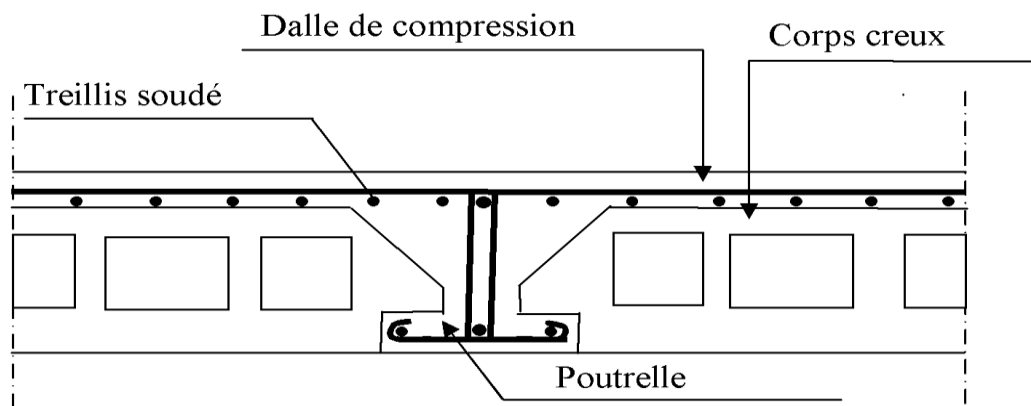


Figure III-2.1 Coupe transversale d'un plancher à corps creux

III-1- Dalle de compression :

La dalle de compression de **4 cm** d'épaisseur est coulée sur place, elle est armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (**TLE 520, $\phi < 6\text{mm}$**) dont le but est 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 nervures (A_{\perp}).
- **30 cm** : pour les armatures parallèles aux nervures ($A_{//}$)

❖ Ferrailage De La Dalle De Compression:

	Section de calcul	Choix	Espacement
Armatures perpendiculaires aux nervures	$50 \leq L = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$ Donc : $A_{\perp} = \frac{4L}{f_e} = 4 \times 65 / 520 = 0.50 \text{ cm}^2 / \text{ml}$	$5\phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2$	$S = S_{\max} = 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée
Armatures parallèles aux nervures	$A_{//} = A_{\perp} / 2$ $A_{//} = \frac{1.41}{2} = 0.705$	$5\phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2$	$S = 20 < S_{\max} = 33 \text{ cm}$. Condition vérifiée

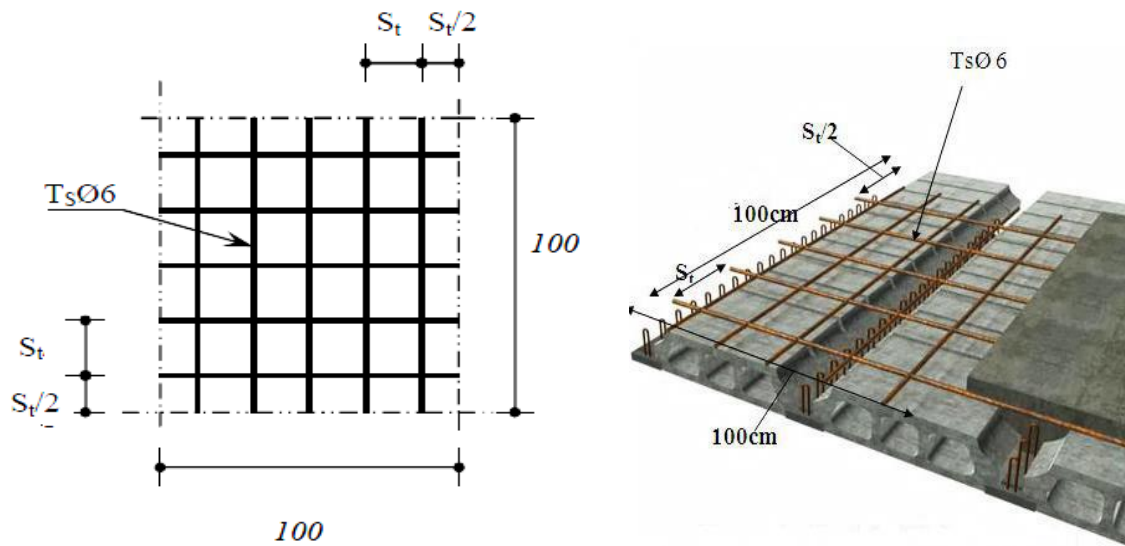


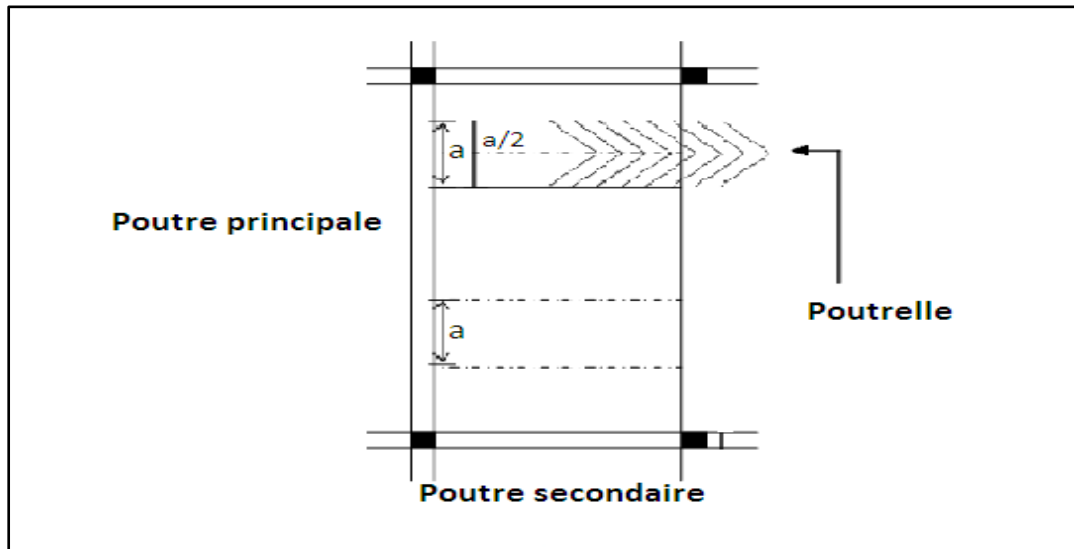
Figure III-2.2. Disposition constitutive de la dalle de compression

Conclusion :

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE520) de dimension $(5 \times 6 \times 200 \times 200) \text{ mm}^2$.

III-2-Calcul de la poutrelle :

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



Le calcul se fera en deux étapes, pour une bonde de 1.00m, avant et après coulage du béton.

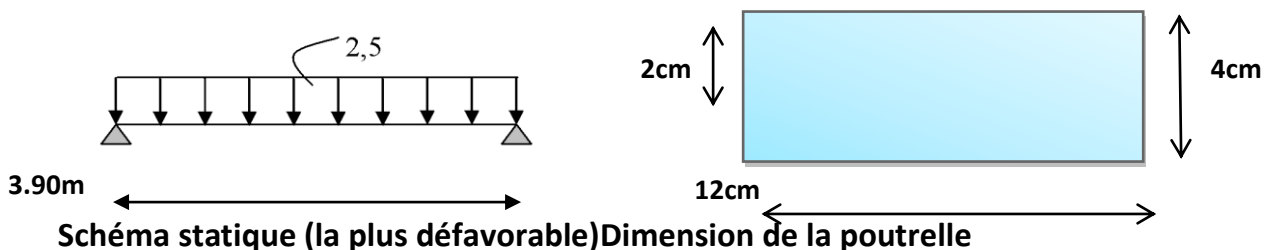
• 1^{er} Etape : Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple, et elle doit supporter son poids propre, le poids de corps creux et le poids de l'ouvrier.

- **Poids propre de la poutrelle:** $G_p = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$
- **Poids propre de corps creux :** $G_c = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN/ml}$
- **Poids propre totale :** $G_t = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$
- **La surcharge de l'ouvrier :** $Q = 1 \text{ KN/ml}$

❖ **Combinaison des charges (ELU) :**

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



❖ **Ferraillage a (ELU) :**

- **Calcul de moment :** $M_t = q_u \frac{l^2}{8} = 2.5 \frac{(3.90)^2}{8} = 4.753 \text{ KN.m}$
- **Calcul effort tranchant :** $T_u = q_u \frac{L}{2} = 2.5 \frac{3.90}{2} = 4.875 \text{ KN.m}$
- **Calcul des Armatures :**

$$b = 12 \text{ cm} ; d = h_0 - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm} ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{f_{bu} b d^2} = \frac{4.753 \times 10^3}{14,2 \times 12 \times 2^2} = 6.973 > \mu_1 = 0.392 \longrightarrow (\text{S.D.A})$$

Conclusion :

Comme la section de la poutrelle est faible ($12 \times 4 \text{ m}^2$); il est impossible de réaliser deux nappes d'armatures, donc il faut prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées ($A_{sc} = 0$) ne soient pas nécessaires

Calcul de la distance entre étriers :

Calcul du moment limite qui correspond à une SSA.

$$M_l = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bu} \longrightarrow M_l = 0.392 \times 0.12 \times (0.02)^2 \times 14.2 \times 10^3 = 0.26 \text{ KN.m}$$

$$L_{\max} = (8 \times M_l / q_u)^{1/2} = (8 \times 0.26 / 2.5)^{1/2} = 0.91 \text{ m}$$

Donc On prend $l = 1 \text{ m}$ entre étais.

• **2^{ème} Etape : après coulage de la dalle de compression :**

Après le coulage, la poutrelle travaille comme une poutre continue en Té, les appuis de rives sont considérés comme partiellement encastrés, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression en plus des charges et les surcharges revenant au plancher elle travaille en flexion simple.

A) La largeur de la dalle de compression:

La dalle de compression est coulée sur place, elle est armée d'un treillis soudé. La poutrelle est calculée comme une poutre en T, dont la largeur efficace de la table de compression est fixée par la plus restrictive des conditions suivantes :

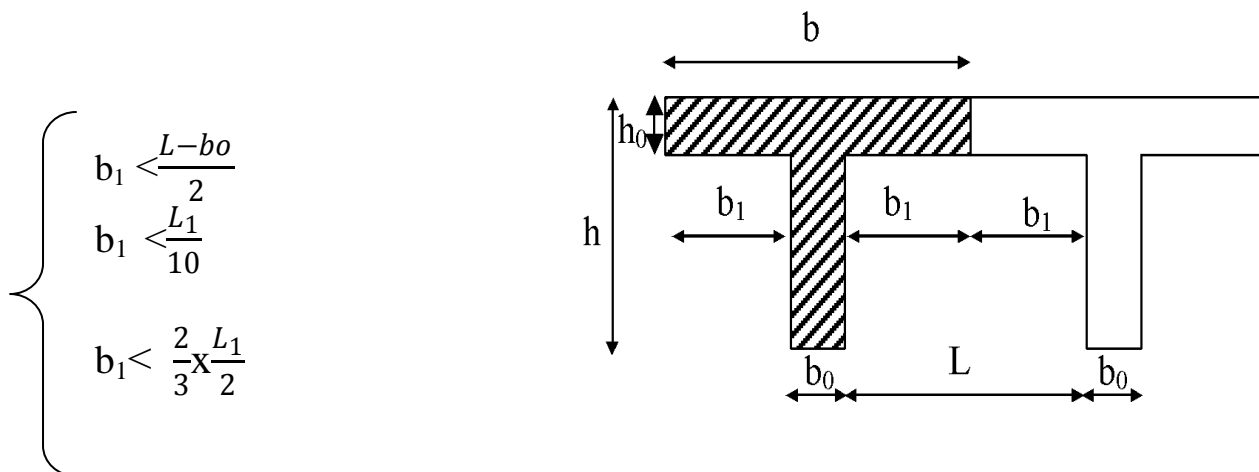


Fig.III.2.3/Dimension de la poutrelle

Avec :

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L_1}{10} ; \frac{L-b_0}{2} \right) \quad (\text{BAEL91 modifiée 99/A.4.1,3})$$

Sachant que:

L : distance entre axe des poutrelles.

L₁: portée de la plus grande travée telle que **L₁ = 3.90 m** (la travée la plus sollicitée).

b: largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs.

b₀: largeur de la nervure (**b₀ = 12 cm**).

h₀ : épaisseur de la dalle de compression (**h₀ = 4 cm**).

h: hauteur totale du plancher.

AN :

$$\left. \begin{array}{l} (1) \ b_1 \leq (65 - 12) / 2 = 26,5 \text{ cm} \\ (2) \ b_1 \leq 390 / 10 = 39 \text{ cm} \\ (3) \ b_1 \leq (2 / 3) (390 / 2) = 130 \text{ cm} \end{array} \right\} b_1 = \min (26,5, 39, 130) = 26,5 \text{ cm}$$

$$\text{D' où : } b = 2 b_1 + b_0 = 2(26,5) + 12 = 65 \text{ cm} \implies \mathbf{b = 65 \text{ cm}}$$

B) Charges et surcharges :

Plancher étage courant : $G = 5.50 \times 0.65 = 3.575 \text{ KN/ml}$

Plancher terrasse : $G = 5.47 \times 0.65 = 3.555 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation: Usage d'habitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.98 \text{ KN/ml}$

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

C) Combinaison de charges :

1^{er} type (dernier étage) :

- **L'ELU** : $1.35G + 1.5 Q = (1.35 \times 3.55) + (1.5 \times 0.65) = 5.77 \text{ K N/ml}$
- **L'ELS** : $G + Q = 3.55 + 0.65 = 3.62 \text{ KN/ ml}$

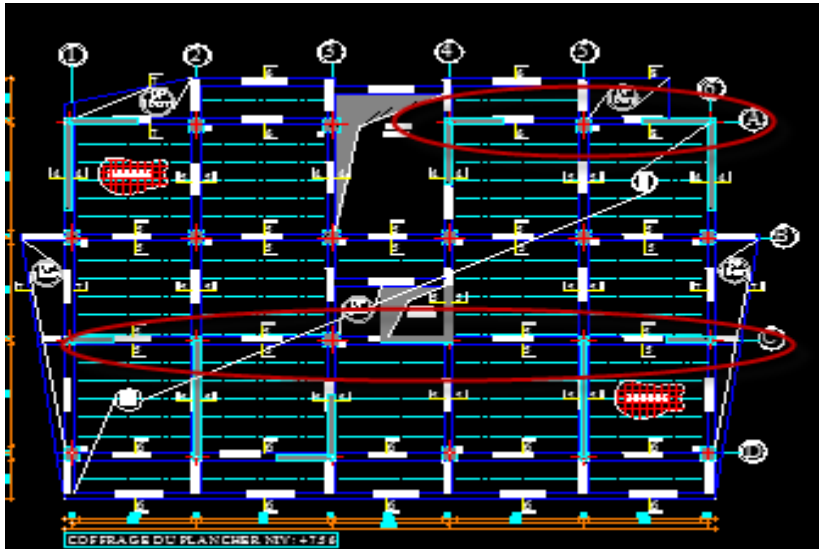
2^{ème} type (usage d'habitation) :

- **L'ELU** : $1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 3.57) + (1.5 \times 0.98) = \mathbf{5.80 \text{ KN/ml}}$
- **L'ELS** : $G + Q = 3.57 + 0.98 = \mathbf{4.55 \text{ KN/ ml}}$

Remarque :

Nous considérons pour nos calculs, le plancher qui présente le cas le plus défavorable. Dans notre cas on fait le calcul pour le plancher étage courant

Nous avons deux types de poutrelles :



Le premier comporte un plancher sur 3 appuis ; le deuxième sur 6 appuis.

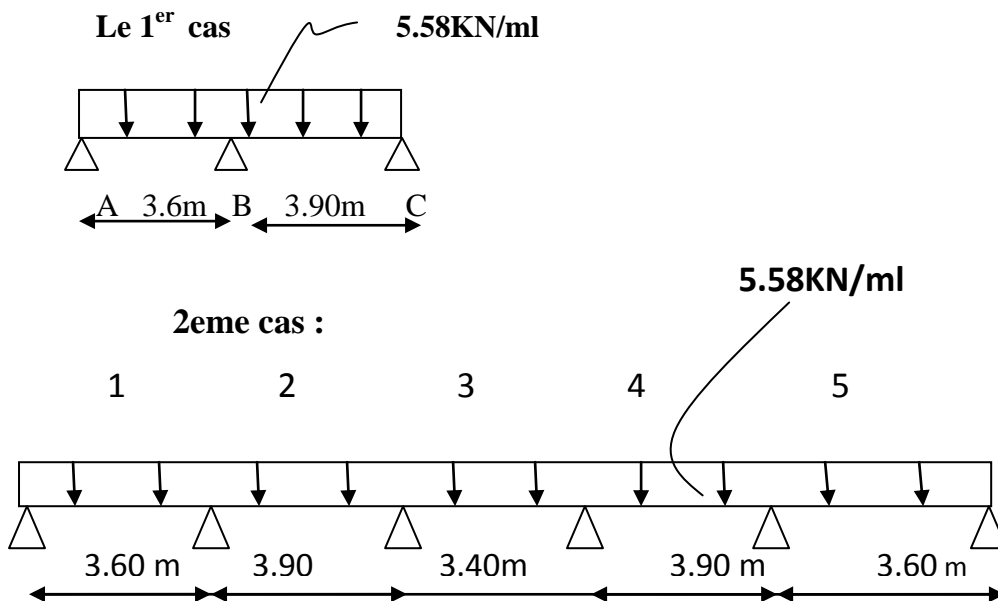


Fig. III.9 : Le schéma statique des deux cas

D) Choix de la méthode de calcul :

Le calcul des efforts internes se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.(Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)
- Méthode des trois moments.

1-Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

- **1ère condition:**

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

$$2G = 2 \times 3.57 = 7.14 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1.5 \leq \max\{2 \times 3.55 = 7.14; 5 \text{ KN}\} = 7.14 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- **2ème condition:**

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées \implies Condition vérifiée.

- **3ème condition :**

La fissuration est considérée comme non préjudiciable \implies Condition vérifiée.

- **4ème condition:**

Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre **0.8** et **1.25** :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \rightarrow \frac{L_1}{L_2} = \frac{3.60}{3.90} = 0.92 ; \rightarrow \frac{L_2}{L_3} = \frac{3.90}{3.40} = 1.14 ; \rightarrow \frac{L_3}{L_4} = \frac{3.40}{3.90} = 0.87$$

$$\rightarrow \frac{L_4}{L_5} = \frac{3.90}{3.60} = 1.08 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire applicable.

a) Méthode forfaitaire :**b) Principe de la méthode :**

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à une fraction fixée de manière forfaitaire de la valeur maximale du moment « M_0 » dans la travée dite de comparaison c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

c) Exposé de la méthode :

Les valeurs M_t , M_w et M_e doivent vérifier les coefficients suivants tel que :

- M_0 : moment maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison.
 $M_0 = q l^2 / 8$; dont « l » longueur entre nus d'appuis.
- M_w et M_e : moments aux valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.

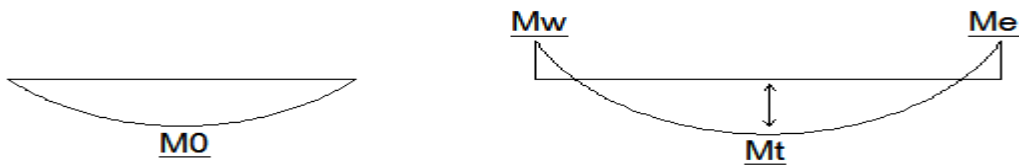
- M_t : moment Max aux travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

$$\begin{aligned}
 1) \quad M_t &\geq \max \left[1.05M_0 ; (1+0.3\alpha)M_0 \frac{M_w - M_e}{2} \right] \\
 2) \quad M_t &\geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans une travée intermédiaire.} \\
 M_t &\geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans une travée de rive}
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} 1) \\ 2) \end{aligned}} \right\} \text{ On prend le } M_t^{\max}$$

Avec :

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

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



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

0.6M0 \longrightarrow pour une poutre de deux travées.

0.5 M0 \longrightarrow pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

0.4M0 \longrightarrow pour les autres les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Dans notre cas, on à une poutre sur six (03) appuis, on aura donc le diagramme suivant :

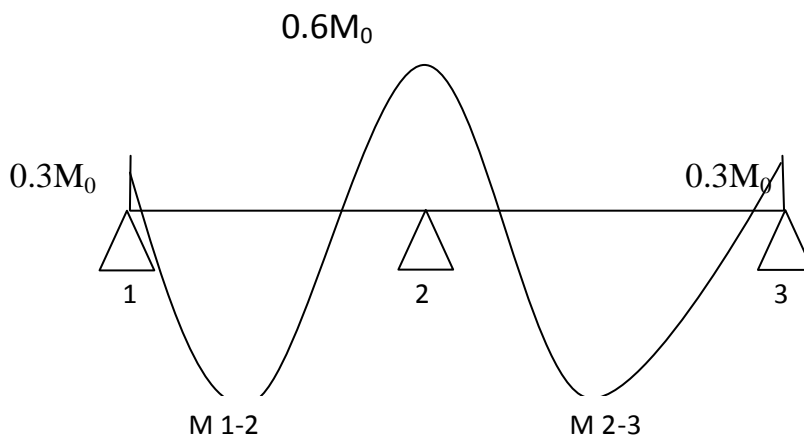
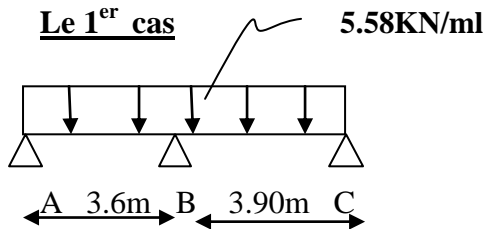


Diagramme des moments d'une poutre continue

➤ **application de la méthode :**

à l'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 5.80 \text{ KN/ml}$

à l'ELS : $q_u = G + Q = 4.55 \text{ KN/ml}$

❖ **calcul du rapport de charge α :**

$$\frac{Q}{G + Q} = \frac{1.5}{1.5 + 5.50} = 0.214$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 + 0.3\alpha = 1.064 \\ \frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.532 \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.632 \end{array} \right.$$

❖ **Calcul des moments fléchissant :**▪ **calcul des moments isostatiques M_{0i} à l'ELU :**

$$M_{01} = q_u \frac{l^2}{8} = 5.80 \times \frac{3.60^2}{8} = 9.396 \text{ KNm}$$

$$M_{02} = q_u \frac{l^2}{8} = 5.80 \times \frac{3.90^2}{8} = 11.027 \text{ KNm}$$

▪ **calcul des moments sur appuis :**

$$M_1 = M_3 = 0.3 M_{01} = 2.818 \text{ KN m}$$

$$M_2 = 0.6 \max(M_{01}; M_{02}) = 6.616 \text{ KN m}$$

$$M_3 = 0.3 M_{02} = 3.308 \text{ KN m}$$

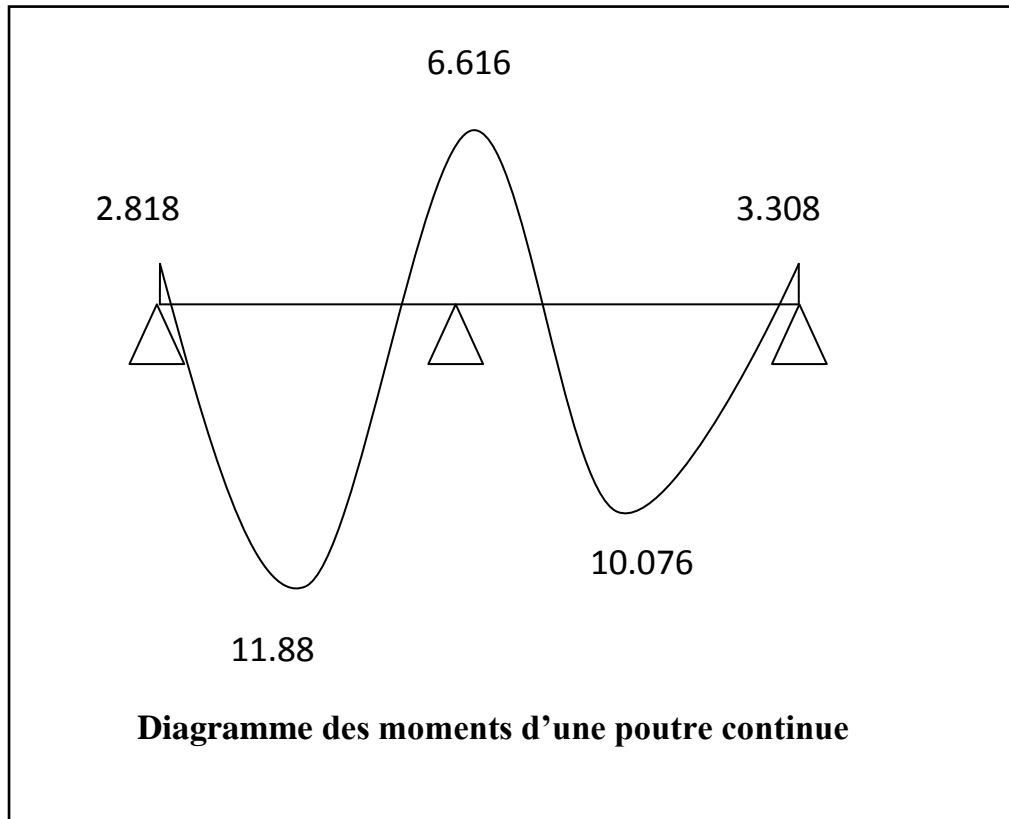
▪ **moments en travées :**

$$\text{Travée 1.2 : } \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{-2.818 + 6.616}{2} + 9.99 = 11.88 \text{ KN m} \\ M_t \geq 0.632 \times 9.396 = 5.938 \text{ KN m} \end{array} \right.$$

Soit : $M_{t\ 1-2} = 11.88 \text{ KN m}$

$$\text{Travée 2-3 : } \begin{cases} M_t \geq \frac{-6.616 + 3.308}{2} + 11.732 = 10.076 \text{ KN m} \\ M_t \geq 0.632 \times 11.027 = 6.969 \text{ KN m} \end{cases}$$

Soit : $M_{t\ 2-3} = 10.076 \text{ KN m}$



❖ Calcul des efforts tranchant :

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

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

$$\text{Avec : } \theta(x=0) = \frac{q_u L}{2} \quad \text{et} \quad \theta(x=L) = -\frac{q_u L}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q_u L}{2} \\ T_e = T_w - q_u l \end{array} \right.$$

$T(x)$: 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 :

❖ Travée 01 :

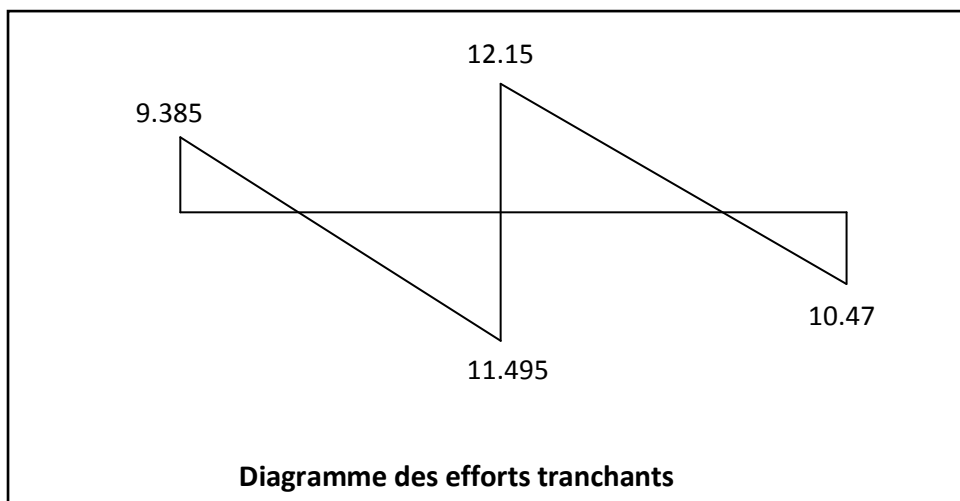
$$T_w = \frac{2.818 - 6.616}{3.60} + \frac{5.80 \times 3.60}{2} = 9.385 \text{ KN} \rightarrow T_w = \mathbf{9.385 \text{ KN}}$$

$$T_e = 9.385 - (5.80 \times 3.60) = -11.495 \text{ KN} \rightarrow T_e = \mathbf{-11.495 \text{ KN}}$$

❖ Travée 02 :

$$T_w = \frac{6.616 - 3.308}{3.90} + \frac{5.80 \times 3.90}{2} = 12.15 \text{ KN} \rightarrow T_w = \mathbf{12.15 \text{ KN}}$$

$$T_e = 12.15 - (5.80 \times 3.90) = -10.47 \text{ KN} \rightarrow T_e = \mathbf{-10.47 \text{ KN}}$$



❖ Conclusion pour la poutre N°1 :

Le moment max aux appuis

$$M_a^{\max} = \mathbf{6.616 \text{ KN.m}}$$

Le moment max en travée

$$M_t^{\max} = \mathbf{11.88 \text{ KN.m}}$$

L'efforts tranchant max

$$T^{\max} = \mathbf{12.15 \text{ KN}}$$

Etude de la 2^{ème} poutre :

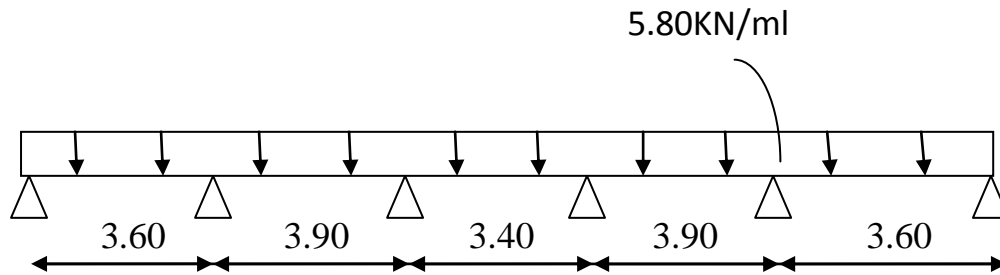


Fig.III.2.4 Schéma statique de la poutre

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

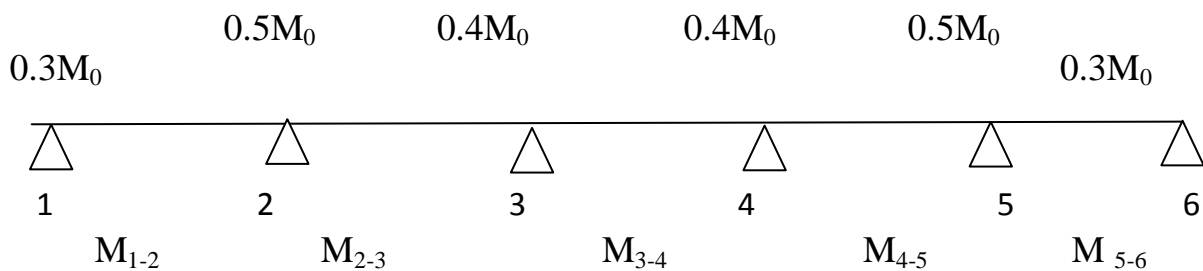


Figure .III.2.5: diagramme des moments d'une poutre continue

❖ **Calcul des moments fléchissant :**

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

$$M_{01-2} = M_{05-6} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{5.80 \times 3.60^2}{8} = 9.396 \text{ KN m}$$

$$M_{02-3} = M_{04-5} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{5.80 \times 3.90^2}{8} = 11.027 \text{ KN m}$$

$$M_{03-4} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{5.80 \times 3.40^2}{8} = 8.381 \text{ KN m}$$

- calcul des moments sur appuis

$$M_1 = M_6 = 0.3M_{012} = 0.3 \times 9.396 = 2.818 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_5 = 0.5 \max (M_{012}; M_{023}) = 0.5 \times 11.027 = 5.513 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_4 = 0.4 \max (M_{023}; M_{034}) = 0.4 \times 11.027 = 4.410 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments en travée:

✓ travée de rive:

travée 1-2 et 5-6 :

$$Mt \geq \frac{-2.818 + 5.513}{2} + 10 = 11.347 \text{ KN m}$$

$$Mt \geq 0.632 \times 9.396 = 5.938 \text{ KN m}$$

Soit $M_t = 11.347 \text{ KN m}$

✓ travée intermédiaire:

travée 2-3 et 4-5 :

$$Mt \geq \frac{-5.513 + 4.410}{2} + 11.578 = 11.026 \text{ KN m}$$

$$Mt \geq 0.532 \times 11.027 = 5.866 \text{ KN m}$$

Soit $M_t = 10.026 \text{ KN m}$

Travée : 3-4 :

$$Mt \geq \frac{-4.410 + 4.410}{2} + 4.692 = 4.692 \text{ KN m}$$

$$Mt \geq 0.532 \times 4.410 = 2.346 \text{ KN m}$$

Soit : $M_t = 4.70 \text{ KN m}$

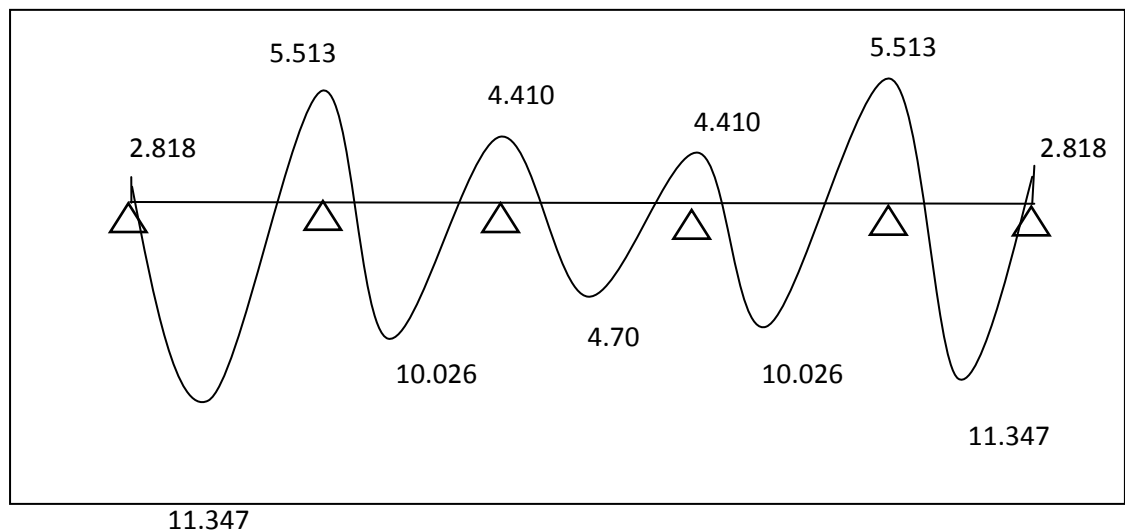


Diagramme des moments d'une poutre continue

❖ Calculer des efforts tranchants :

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

$$T_e = T_w - q_u l$$

Avec T_w, T_e : respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

Travée 01 :

$$T_w = \frac{32.818 - 5.513}{3.60} + \frac{5.80 \times 3.60}{2} = 9.692 \text{ KN} \rightarrow T_w = 9.692 \text{ KN}$$

$$T_e = 9.692 - (5.80 \times 3.60) = -11.188 \text{ KN} \rightarrow T_e = -11.188 \text{ KN}$$

Travée 02 :

$$T_w = \frac{5.513 - 4.410}{3.90} + \frac{5.80 \times 3.90}{2} = 11.60 \text{ KN} \rightarrow T_w = 11.60 \text{ KN}$$

$$T_e = 11.60 - (5.80 \times 3.90) = -11.02 \text{ KN} \rightarrow T_e = -11.02 \text{ KN}$$

Travée 03 :

$$T_w = \frac{4.410 - 4.410}{3.40} + \frac{5.80 \times 3.40}{2} = 9.86 \text{ KN} \rightarrow T_w = 9.86 \text{ KN}$$

$$T_e = 9.86 - (5.80 \times 3.40) = -9.86 \text{ KN} \rightarrow T_e = -9.86 \text{ KN}$$

Travée 04 :

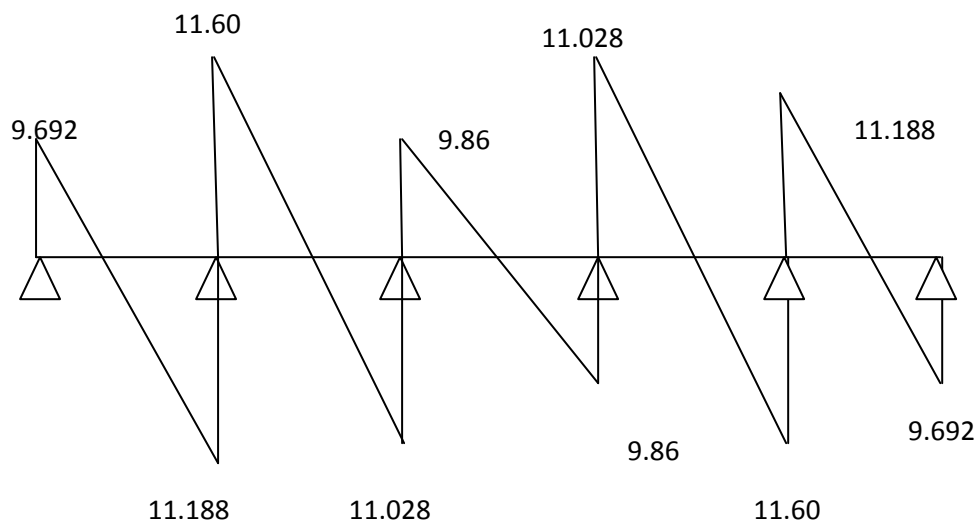
$$T_w = \frac{4.410 - 5.513}{3.90} + \frac{5.80 \times 3.90}{2} = 11.60 \text{ KN} \rightarrow T_w = 11.028 \text{ KN}$$

$$T_e = 11.028 - (5.80 \times 3.90) = -11.02 \text{ KN} \rightarrow T_e = -11.60 \text{ KN}$$

Travée 05 :

$$T_w = \frac{5.513 - 2.818}{3.60} + \frac{5.80 \times 3.60}{2} = 11.188 \text{ KN} \rightarrow T_w = 11.188 \text{ KN}$$

$$T_e = 11.188 - (5.80 \times 3.60) = -9.692 \text{ KN} \rightarrow T_e = -9.692 \text{ KN}$$



Conclusion pour la poutre N°2 :

Le moment max aux appuis

$$M_a^{\max} = 5.513 \text{ KN.m}$$

Le moment max en travée

$$M_t^{\max} = 11.34 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant max

$$T^{\max} = 11.60 \text{ KN}$$

✓ Calcul des armatures à l'ELU

On prend les efforts les plus défavorable

Le moment max aux appuis

$$M_a^{\max} = 6.616 \text{ KN.m}$$

Le moment max en travée

$$M_t^{\max} = 11.88 \text{ KN.m}$$

L'efforts tranchant max

$$T^{\max} = 12.15 \text{ KN}$$

III.2.1.3- Ferrailage de la poutrelle :**❖ calcul des armatures(ELU):**

Le ferrailage à l'ELU sera calculé avec les moments max en travées et aux appuis du 2eme cas; puisqu' il s'agit du cas le plus défavorable :

-En travée : $M_{\max}^t = 11.88 \text{KNm}$.

-Sur appui : $M_{\max}^a = 6.616 \text{KNm}$.

$$- V_u^{\max} = 12.15 \text{KN.m}$$

a) Armatures longitudinales :

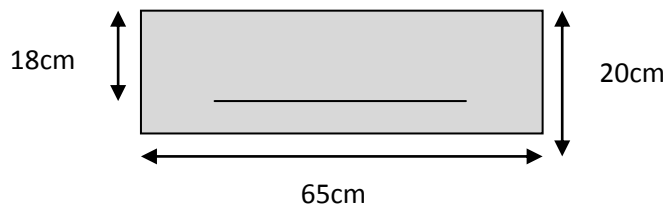
En travées :

On calcul d'abord le moment équilibré par la table de compression :

$$M_t = b h_0 \frac{d - h_0}{2} f_{bc}$$

$$M_t = 0,65 \times 0,04 \times \frac{0,18 - 0,04}{2} \times 14,20 \times 10^3 = 59,072 \text{KNm}$$

$M_t = 59,072 \text{KNm} > M_{\max}^t = 11.88 \text{KNm}$ \rightarrow L'axe neutre tombe dans la table de compression d'où la section se calcule comme une section rectangulaire (bxh)=(65x20)cm².



$$\mu_u = \frac{M_{\max}^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{11.88 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.20} = 0,039$$

$\mu_u = 0,039 < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ S.S.A (Section Simplement Armée).

$\mu_u = 0,039 \rightarrow = 0,981$ (donnée par le tableau).

$$A_{st} = \frac{M_{\max}^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{11.347 \times 10^3}{0,981 \times 18 \times 34,8} = 1,846 \text{cm}^2.$$

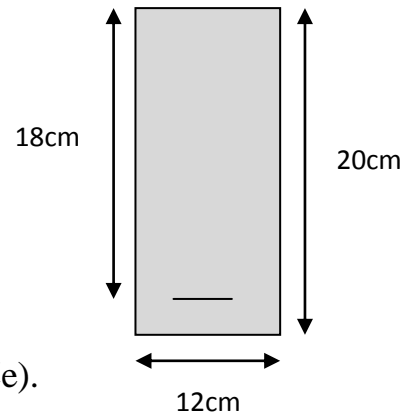
$$A_{st} = 1,846 \text{ cm}^2$$

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

• Aux appuis

La table est entièrement tendue donc le calcul se fera comme une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

$$\mu_u = \frac{M_{max}^a}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{6.616 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,20} = 0.119$$



$$\mu_u = 0,119 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A (Section Simplement Armée)}.$$

$$\mu_u = 0,119 \longrightarrow \beta = 0,936 \text{ (donnée par le tableau).}$$

$$A_{st} = \frac{M_{max}^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{6.616 \times 10^3}{0,936 \times 18 \times 34,8} = 1.128 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 1.128 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 2 \text{ HA12} = 2.26 \text{ cm}^2$

b) Calcul des armatures transversales : (BEAL 91 Art A7-2-2)

Le diamètre minimal des armatures est donné par la formule suivante :

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

Avec :

h: Hauteur du plancher.

b0 : Largeur de lame.

Φ_l : Diamètre des barres longitudinales

A.N :

$\Phi_t \leq \min \left(\frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1.2 \right) = 0,571 \text{cm} \longrightarrow$ les armatures transversales seront réaliser par un trier de $\Phi_t=8\text{mm}$ $A_t=2 \Phi 8=1.00\text{cm}^2$

c) Espacement des armatures transversales :(Art : A.5-22. BAEL 91)

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

On prend: $S_t=15\text{cm}$

La section d'armatures transversales doit vérifier :

1. Les vérifications à l'ELU :**a. Vérification au cisaillement.**

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5\text{MPa} \right)$$

«Fissuration peu nuisible»

$$\bar{\tau}_u = \min (33,3\text{MPa}; 5\text{MPa}) = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{12.283 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,568\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,568\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Condition de non fragilité.

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26\text{cm}^2$$

➤ En travée

$$A_t = 3.39\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,26\text{cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Aux appuis

$$A_t = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c. Vérification de la contrainte d'adhérence (Art. A.6.13/BAEL91)

On doit vérifier que :

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

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{12.15 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 3 \times 3.14 \times 12} = 0.670 \text{ MPa}$$

 $\sum U_i$: étant la somme des périmètres utiles des barres

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

$$\tau_{se} = 0.670 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d. Influence de l'effort tranchant (Art. A5.1.313/BAEL91)➤ sur le béton

$$\text{On doit vérifier que : } \frac{2V_u^{\max}}{aXb} \leq 0.8 \quad \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \longrightarrow V_u^{\max} \leq 0.4 \times b_0 \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec $a=0.9d$

$$V_u^{\max} \leq 0.4 \times 0.12 \times 0.9 \times 0.18 \times 10^3 \times \frac{25}{1.5} = 129.6 \text{ KN}$$

$$12.283 \leq 129.6 \text{ KN}$$

➤ Appuis de rive :

$$V_u^{\max} = 10.47 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Appuis intermédiaires :

$$V_u^{\max} = 12.15 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **sur les armatures**

On doit vérifier que :

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_s} \left(V_u^{\max} + \frac{M_{\max}^{\text{appuis}}}{0,9d} \right)$$

- **Appuis de rive :** $V_{u\max} = 10.47\text{KN}$, $M_{\max} = -3.308\text{KNm}$

$$A \geq \frac{1,15}{400} \left(10.47 \times 10^3 - \frac{3.308 \times 10^6}{162} \right) = -28.60\text{mm}^2 = -0.286\text{cm}^2 < 0 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Appuis intermédiaire :** $V_{u\max} = 12.15\text{KN}$, $M_{\max} = -11.88\text{KNm}$

$$A \geq \frac{1,15}{400} \left(12.15 \times 10^3 - \frac{11.88 \times 10^6}{162} \right) = -175.9\text{mm}^2 = -1.75\text{cm}^2 < 0 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

e. Calcul des scellements droit (BAEL91/ Art. A6.1.23)

$$l_s = \frac{\Phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

avec :

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835\text{MPa} \psi = 1.5 \text{ pour les HA400}$$

D'où :

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42.33\text{cm} \text{ on prend } l_s = 43\text{ cm}$$

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

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 43 = 17.20\text{ cm. On prend } L_c = 17\text{cm}$$

❖ **Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires :**

on doit vérifier que :

avec : $a = 0,9d$

$$\sigma_{bcmax} = \frac{V_{omax}}{b_0 a} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bcmax} &= \frac{12.15 \times 10^3}{120 \times 162} = 0,625 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} &= 1,3 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,3 \frac{25}{1,5} = 21,67 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \sigma_{bcmax} < \bar{\sigma}_{bc} \text{ Condition vérifiée}$$

❖ **. Vérification a l'ELS****a) Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures (Art A.4.5,3/BAEL91)**

Fissuration peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

b) Vérification de la résistance à la compression de béton et acier :✓ **Moments fléchissants :**

$$q_s = G+Q = 4.55 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 5.80 \text{ KN.m}$$

$$q_s/q_u = 4.55/5.80 = 0.774$$

$$1. \text{ Sur appuis : } M_{ser} = 6.616 \times 0.774 = 5.120 \text{ KN.m}$$

$$2. \text{ En travées : } M_{ser} = 11.347 \times 0.774 = 8.782 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Avec : $\sigma_{bc} = k \times \sigma_s$

➤ **En travée :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_s = 3\phi_{12} = 3.39 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100.3.39}{12.18} = 1.57 \rightarrow \beta_1 = 0,836 \rightarrow \alpha_1 = 0,492$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,492}{15(1-0,492)} = 0,065$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{8.782 \cdot 10^{-3}}{0,836 \cdot 0,18 \cdot 3.39 \cdot 10^{-4}} = 172.162 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s = 0,065 \cdot 172.162 = 11.190 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ Aux appuis :

La section d'armatures adoptée aux appuis : $A_s = 2 \phi 12 = 2.26 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \cdot 2.26}{12.18} = 1,046 \rightarrow \beta_1 = 0,858 \rightarrow \alpha_1 = 0,426$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,426}{15(1 - 0,426)} = 0,0495$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{5.120 \cdot 10^{-3}}{0,891 \cdot 0,18 \cdot 2,26 \cdot 10^{-4}} = 177,786 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0,0495 \times 177.786 = 7.001 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

c) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification n'est effectuée

❖ Vérification à la flèche :

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles de BAEL (A.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$L = 390 \text{ cm (portée libre.)}$$

$$h = 20 \text{ cm (hauteur totale de la poutrelle).}$$

A : section des armatures tendues

Mst: moment fléchissant max en travée

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{20}{390} = 0,051 < \frac{1}{16} = 0.0625$ (1).....condition non vérifiée.
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t^s}{M_0}$(2).
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$ (MPa).....(3).
- $L < 8,00\text{m}$(4).

Vu que la première condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche.

➤ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{M_t \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fv}} < \bar{f}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{390}{500} = 0.780\text{cm}.$$

f : La flèche admissible

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,88\text{MPa}$$

I_{Fv} : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

$$I_{Fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \nu \cdot \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogène par rapport au CDG de la section

avec (n=15)

$$\nu = \max \left[0; 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right]$$

Y_1 : Position de l'axe neutre :

$$Y_1 = \frac{\sum s_i \cdot y_i}{\sum s_i}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,0353125$$

$$Y_1 = \frac{(b \cdot h_0)h_0/2 + (h - h_0)b_0[(h - h_0)/2 + h_0] + n \cdot A_{st} \cdot d}{(b \cdot h_0) + (h - h_0)b_0 + nA_{st}}$$

$$Y_1 = \frac{(65 \times 4)/2 + (20 - 4) \times 12 \times [(20 - 4)/2 + 4] + 15 \times 3,39 \times 18}{(65 \times 4) + (20 - 4) \times 12 + 15 \times 3,39}$$

$$Y_1 = 7,436 \text{ cm}$$

$$Y_1 = h - y_1 = 12,564 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} [y_1^3 + y_2^3] + h_0(b - b_0) \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 \cdot A_{st} \cdot (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} [7,436^3 + 12,564^3] + 4(65 - 12) \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,09 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 3,39 \cdot (12,564 - 2)^2$$

$$I_0 = 21799,85 \text{ cm}^2$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0,02 \cdot 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) 0,0353125}$$

$$= 0,4657$$

$$\nu = \max \left[1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0353125 \times 177,786 + 2,1}; 0 \right] = 0,985$$

$$\rightarrow I_{fv} = \frac{1,1 \times 21799,85}{1 + 0,985 \times 0,4657} I_{fv} = 16439,018 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s x L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{8,782 \times 10^3 (390)^2}{10 \times 10818,88 \times 16439,018}$$

$$f = 0,751 \text{ cm} < \bar{f} = 0,780 \text{ cm} \rightarrow \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion:

Suite aux différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons pour le ferrailage des planchers en corps creux celui adopté précédemment

- **Armatures principales :** Aux appuis : $A_{st} = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$

En travée : $A_{sa} = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$

- **Armatures transversales :** $A_t = 2HA8 = 1.0 \text{ cm}^2$ (cadre + étrier);
 $S_t = 15 \text{ cm}$

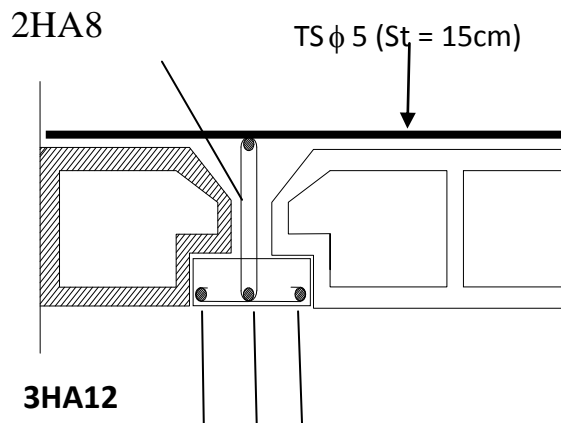


Figure. III.2.6.: Ferrailage du plancher en travée

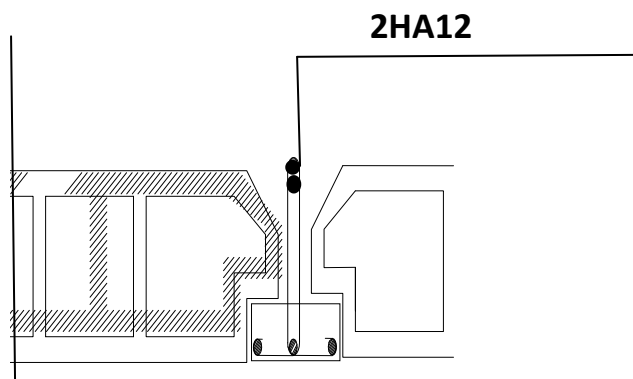


Figure. III.2.7.: Ferrailage du plancher aux appuis

III.3.Les Consoles

Notre bâtiment est constitué de deux types de consoles. Le premier type est en corps creux (16 + 4) coulé sur place qui est muni de poutres de chaînage et le deuxième type en dalle pleine.

Etude De La Dalle Pleine

Le balcon se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre du plancher, soumise à des charges permanentes dues à son poids propre << G >>. Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de [1ml] de largeur dont la section est soumise à la flexion simple sous les sollicitations suivantes :

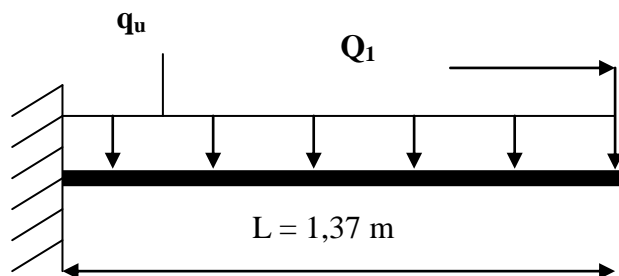


Figure :III.3.1 Schéma Statique

Avec :

q_u : charges et surcharges uniformes verticales revenant à la dalle.

G_1 : charge concentrée verticale due à l'effet du poids propre de la brique creuses de 10cm d'épaisseur.

Q_1 : charge horizontale due à la main courante.

1. Dimensionnement du balcon :

L'épaisseur de la dalle est déterminée comme suit :

$$e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{137}{10} = 13.7 \text{ on prend } e_p = 15 \text{ cm}$$

Avec L : largeur de la console

2. Détermination Des Sollicitations :

a) charges permanente

Nom	$\rho(\text{KN/m}^3)$	Epaisseur (m)	G (KN/m ²)
Carrelage	22	0.02	0.40
Mortier de pose	22	0.02	0.40
Couche de sable	18	0.02	0.36
Enduit de ciment	18	0.02	0.40
La dalle pleine	25	0.15	3.75
Total			5.31

Tableau. III.4.1 : Les charges permanentes revenant à la console

➤ **Charge concentrée (poids du mur extérieur)**

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	2x0.02	0.72
Total		G = 1.62 KN	

Tableau. III.4.2 : Les charges concentrées revenant à la console

$$G = 1.62 \times 1\text{ml} = 1.62\text{KN/ml.}$$

➤ **Charge due à la main courante (horizontale)**

$$Q_1 = 1\text{KN /ml.}$$

b) Surcharge d'exploitation :

$$Q = 3,5\text{KN /ml (uniformément repartie).}$$

➤ **Combinaisons de charge****A l'ELU :**

Pour la dalle :

$$q_{u1} = (1,35G + 1,5Q) = 1,35 \times 5,31 + 3,5 \times 1,5 = 12,42\text{KN /ml.}$$

Garde de corps :

$$q_{u2} = 1,35 \times 1.62 = 2.19\text{KN/ml.}$$

A l'ELS:

Pour la dalle

$$q_{s1} = G + Q = 5.31 + 3.5 = 8.81 \text{ KN/ml}$$

Garde de corps :

$$q_{s2} = 1 \times 1.62 = 1.62 \text{ KN/ml}$$

3. Calcul à l'ELU :**➤ Calcul du moment**

Le moment provoqué par la charge q_{u1} est :

$$M_{U1} = \frac{q_{u1} l^2}{2} = \frac{12,42 \times 1,37^2}{2} = 11,655 \text{ KN.m}$$

Le moment provoqué par la charge q_{u2} est :

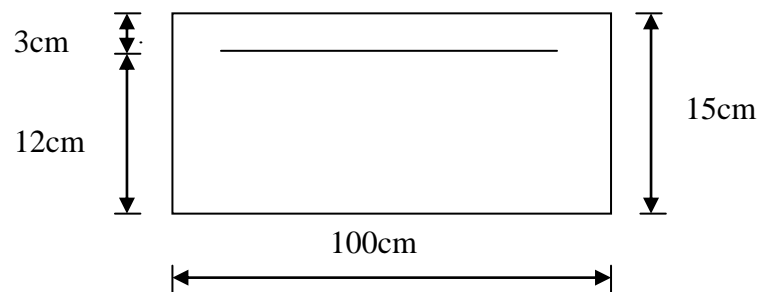
$$M_{U2} = \frac{q_{u2} l^2}{2} = \frac{2,19 \times 1,37^2}{2} = 2,055 \text{ KN.m}$$

Le moment total est :

$$M_U = M_{U1} + M_{U2} = 11,31 + 2,00 = 13,71 \text{ KN.m}$$

4. Ferrailage à l'ELU :

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



III.4.2 section transversale de la dalle

1) Les armatures principales

$$S. \mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{13,71 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,067 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow$$

Donc : $A' = 0$

$$\mu = 0,090 \beta = 0,965 \longrightarrow$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_c} = \frac{13,71 \times 10^3}{0,965 \times 12 \times 348} = 3,402 \text{ cm}^2$$

On adopte 5HA12 = 5,65 cm² avec $S_t = 100/5 = 20 \text{ cm}$

2) *Les armatures de répartition*

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{5.65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA8 = 2,01 cm² avec : S_t = 100/4 = 25 cm

5-Vérifications à l'ELU➤ **Vérification de la condition de non fragilité (Art 4.21/BAEL 91) :**

$$A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 12 \times 2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 5,65 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9.d.\sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

Avec : $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

Et : $\sum u_i = n.\Phi.\pi = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm}$

$V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 12,42 \times 1,37 + 2,19 = 19,205 \text{ KN}$

$$\rightarrow \tau_{se} = \frac{19,205 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 188,4} = 0,943 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification au cisaillement (Art 5.2.2/BAEL 91) :**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,15.f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

Avec $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Longrightarrow$ (fissuration préjudiciable)

$$\tau_u = \frac{19,205 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,160 < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de l'espacement des barres :**

Armatures principales : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$. —→ **Condition vérifiée**

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

6-Vérification à l'ELS :

La console est exposée aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

• **Calcul des moments :**

$$M_s = M_{qs1} + M_{qs2} = \left(\frac{q_{s1} l^2}{2} + q_{s2} l \right)$$

$$M_s = \frac{8.81 \times 1.37^2}{2} + 1.62 \times 1.37 = 10.487 \text{ KN.m}$$

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

Pour l'acier :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_{e28} ; 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}} \right\}$$

$$= \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\}$$

$$= \min \left\{ 266.66 ; 201.63 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s}$$

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \implies \rho_1 = \frac{100 \times 5.65}{100 \cdot 12} = 0.47 \beta_1 \implies 0.896$$

$$\text{Alors } \sigma_{st} = \frac{10.487 \times 10^6}{0.896 \times 120 \times 5.65 \times 10^2} = 172.62 \text{ MPa} \implies \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \text{ Condition vérifiée}$$

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

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

$$\text{On a } \sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s \beta_1 \implies 0.896 \text{ et } K_1 = 33.08 \text{ donc } K = 1/K_1 = 0.0302$$

AN :

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0.0302 \times 168 = 6.094 \text{ MPa} \implies \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ Condition vérifiée}$$

donc il n'y a pas de fissures dans le béton comprimée ,

• **Vérification de la flèche :**

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

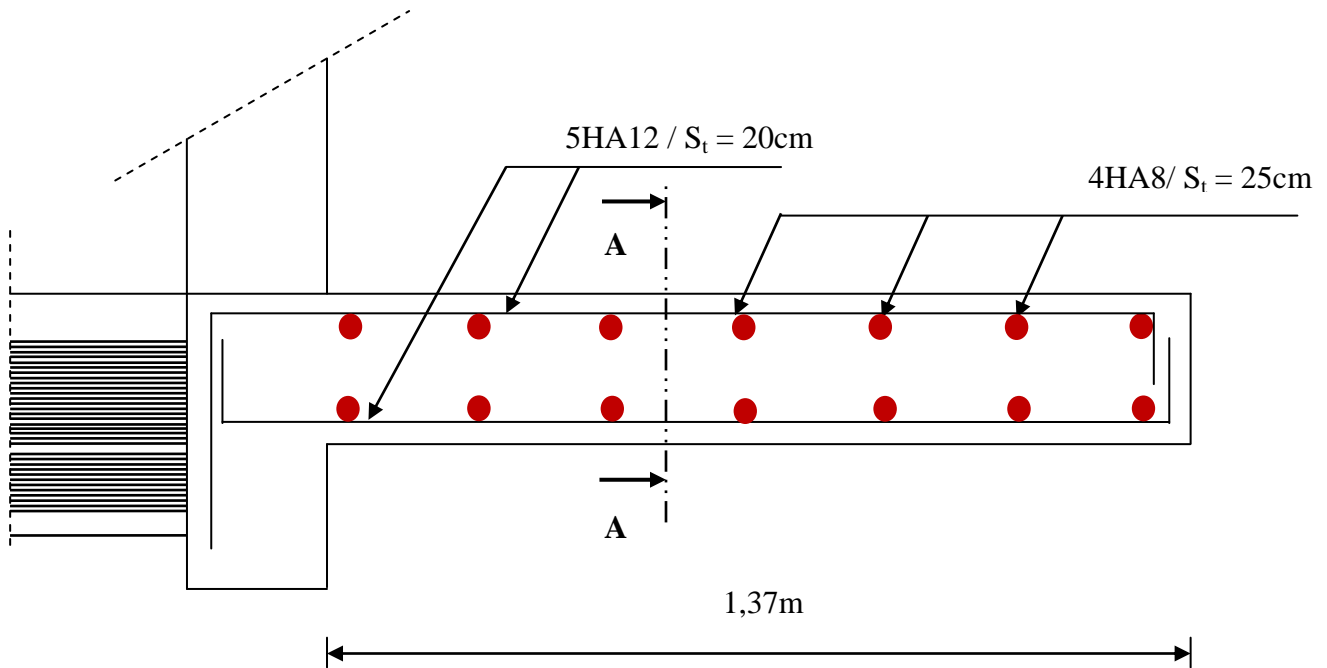
$$1) \frac{h}{l} = \frac{15}{137} = 0,109 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{5,65}{100 \times 12} = 0,0047 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

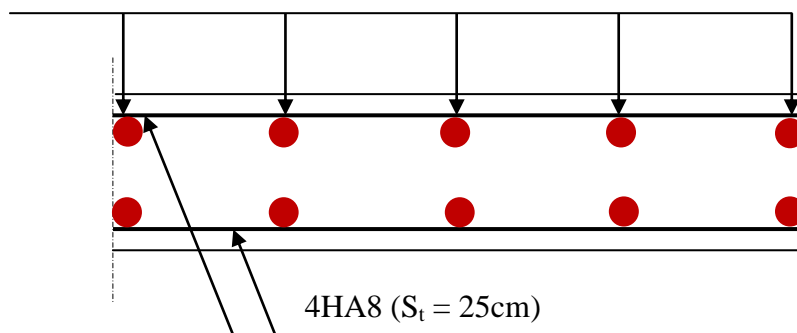
$$3) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t^s}{M_0} \Rightarrow \frac{15}{137} = 0,109 > \frac{1}{10} \times \frac{10,487}{13,71} = 0,0764 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion

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



$5HA12/ml (S_t = 20cm)$



Coupe A-A

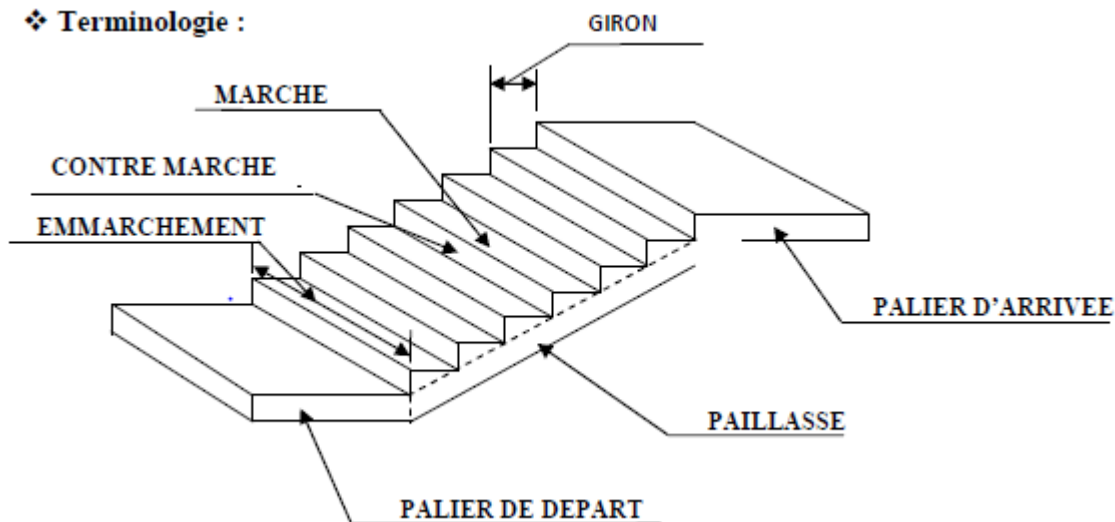
III.4.3 Ferrailage du balcon.

III.4.Escaliers

Introduction :

Un escalier est un élément vertical entre les différents étages de la structure, il est constitué d'une suite régulière de marche, de façon à assurer la circulation des personnes entre les niveaux en montant et en descendant. L'escalier peut comporter plusieurs volées, séparées par un ou plusieurs paliers de repos, il est assimilé dans le calcul à une poutre isostatique calculée en flexion simple car il est soumis à son poids propre et aux surcharges. Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment. Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier en béton armé coulé sur place.

❖ Terminologie :



- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le rectangulaire, trapézoïdale ou arrondie...etc
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives sa hauteur H est la différence de niveau entre deux marches successives.
- **Le giron** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux marches. L'escalier se montrât sans fatigue si l'on respecte la relation de **BLANDEL** qui est : $59\text{cm} \leq 2h + g \leq 64\text{cm}$
- **Une volée** : c'est l'ensemble des marches compris entre deux paliers.
- **Un palier** : est une plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires.
- **L'emmarchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, elle est toujours tracée à 50cm du collet de l'escalier.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé, elle comporte les marches et Contre marches.
- **Cage d'escalier** : notre structure est dotée d'une seule cage d'escalier qui comporte deux volées différentes et un palier intermédiaire.

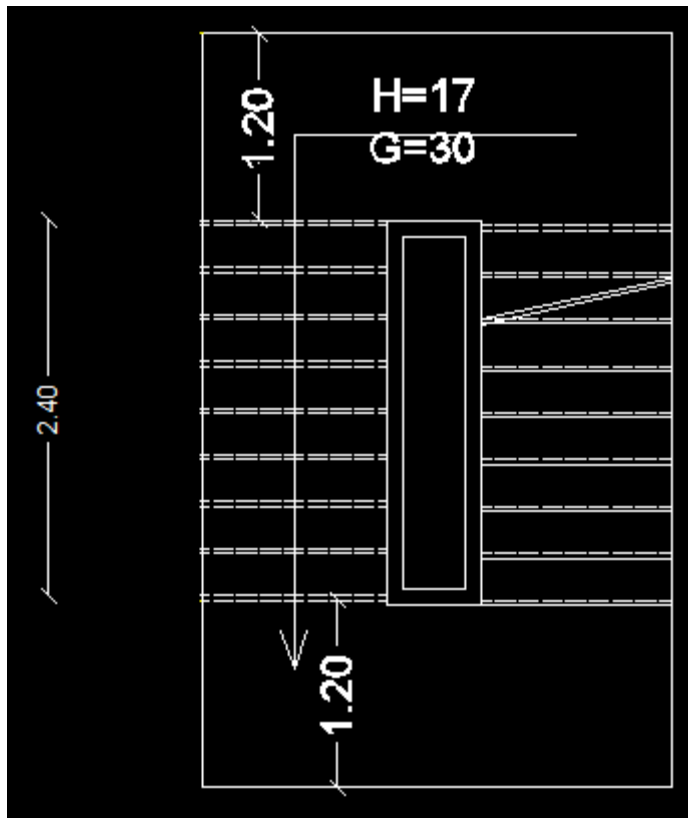
1- Dimensionnement:

Le dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre des marches (n).
- La hauteur de la marche (h), le giron (g)

- L'épaisseur de la paillasse (e).

❖ **La vue en plan**



Remarque :

Nous avons deux volées différentes :

- Une volée du RDC est d'une hauteur $H = 2.25\text{m}$
- Une volée d'étage courant et RDC d'une hauteur $H = 1.53\text{m}$

NB : Pour nos calculs, on prend la volée d'étage courant comme exemple.

En tenant compte des dimensions données sur le plan. Les escaliers sont dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL**.

La limite inférieure 0.59 correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure 0.66 correspond, à des locaux publics. On peut naturellement sortir de cette fourchette s'il y a nécessité.

- **La hauteur de la marche h :**

On a: $14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$; on prend $h=17\text{ cm}$

- **Nombre de contremarches n:**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ Contre marches}$$

- **Nombre de marches m:**

$m = n - 1 = 9 - 1 = 8$ marches.

L'embranchement doit être $\geq 1,20$ Soit un emmarchement de 1,40 m.

- **Le giron g:**

g : est le plus courant varie de 22cm à 33cm

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

- **Vérification de la relation de BLONDEL**

- $59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 66 \text{ cm}.$
- $2h+g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm}.$
- $59 \text{ cm} \leq 2h+g = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}$ Condition vérifiée donc l'escalier est confort.

Schéma statique :

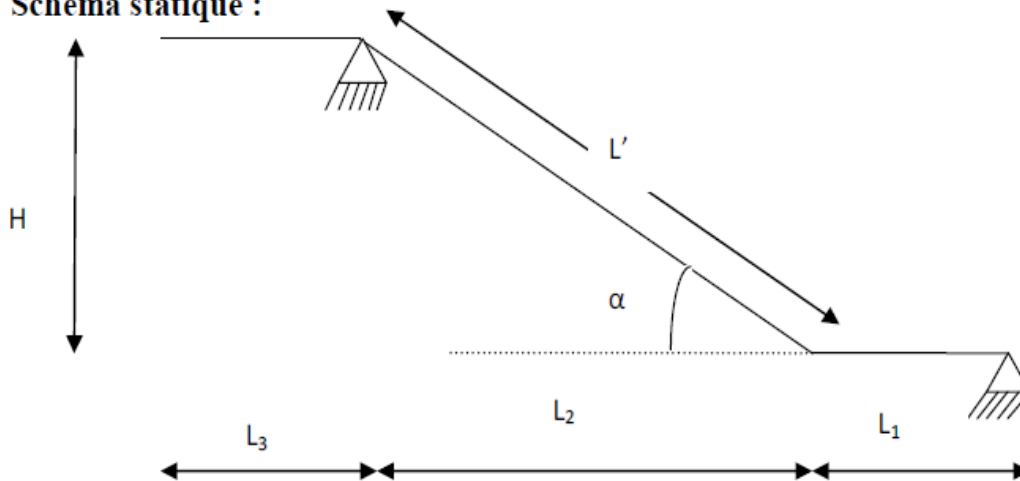


Figure.2 : Schéma statique.

La profondeur du palier de repos $l_1 = 1.20 \text{ m}$

La longueur de la ligne de foulée : $l_2 = g(n-1) = 2.40 \text{ m}$

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.566 \rightarrow \alpha = 29.53^\circ$$

- **longueur de la volée:**

$$l_0 = \frac{l_m}{\cos \alpha} = \frac{2.40}{\cos 29.53^\circ} = 2.76 \text{ m}$$

$$L = l_1 + l_m + l_1 = 1.20 + 2.40 + 1.20 = 4.80 \text{ m}$$

- **Détermination de l'épaisseur de la paillasse:**

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \rightarrow \frac{4.80}{30} \leq e_p \leq \frac{4.80}{20}$$

$16.0 \text{ cm} \leq e_p \leq 24.0 \text{ cm}.$ On prend une épaisseur $e_p = 18 \text{ cm}.$

2- Détermination des charges de calcul:

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m longueur considérant que l'escalier est horizontal et d'une longueur totale $L = 1.20 + 2.40 + 1.20 = 4.80\text{m}$. On considère que l'escalier est semi encastré à ses deux extrémités (ses deux appuis).

✓ Détermination des sollicitations de calcul:**➤ Charges permanentes :****• Paillasse :**

- Poids propre de la paillasse : $\frac{25 \times 0.18}{\cos(29.53)} = 5.18 \text{ KN/ml}$
- Poids de la marche : $25 \times \frac{0.17}{2} \times 1\text{m} = 2.125 \text{ KN/ml}$
- Poids des revêtements (carrelage, mortier + lit du sable) :
 $(0.02 \times 22 \times 1\text{m}) + (0.02 \times 22 \times 1\text{m}) + (0.02 \times 18 \times 1\text{m}) = 1.24 \text{ KN/ml}$
- Poids du garde du corps : $0.3 \times 1\text{m} = 0.3 \text{ KN/ml}$
- La charge totale de la paillasse : $5.18 + 2.125 + 1.24 + 0.3 = 8.845 \text{ KN/ml}$

$$G_{\text{paillasse}} = 8.845 \text{ KN/ml}$$

• Palier :

- Poids propre du palier : $25 \times 0.18 \times 1 = 4.5 \text{ KN/ml}$
- Poids propre du revêtement : 1.24 KN/ml
- La charge totale du palier : $4.5 + 1.24 = 5.74 \text{ KN/ml}$

➤ Surcharge d'exploitation :

Le DTR de charges et surcharges nous donne : $Q = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$

➤ La charge concentrée :

Une charge concentrée sur l'extrémité du palier due à la charge du mur extérieur (P)

$$P = (3.06 - 0.18) \times 2.4 = 6.912 \text{ KN/ml}$$

➤ Combinaison des charges:**1) État limite ultime : ELU**

$$q_{\text{upaillasse}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 8.845 + 1.5 \times 2.5 = 15.7 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{upalier}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.74 + 1.5 \times 2.5 = 11.5 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{umur}} = 1.35 \times 6.912 = 9.3312 \text{ KN/ml}$$

2) État limite de service : ELS

$$q_{\text{spaille}} = G + Q = 11.35 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{palier}} = G + Q = 8.24 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{mur}} = 6.912 \text{ KN/ml}$$

La charge concentrée :

Une charge concentrée sur l'extrémité du palier du à la charge du mur extérieur (P)

$$P = (3.06 - 0.18) \times 2.4 = 6.912 \text{ KN/ml}$$

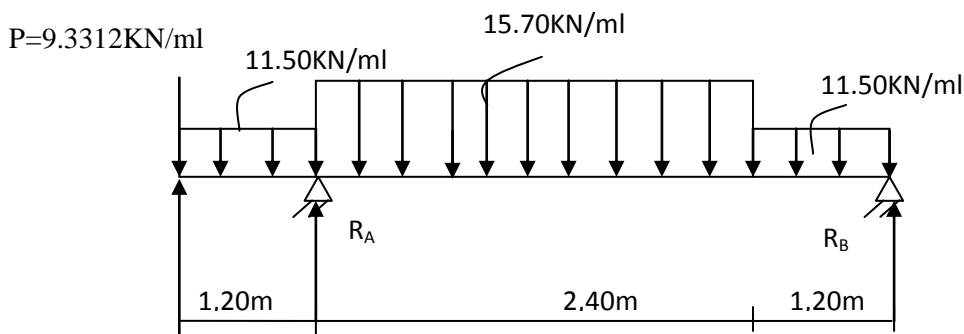
3- Calcul à l'ELU:

Figure3: Schéma statique à l'ELU

a) Calcul des réactions d'appuis :

D'après les formules de RDM :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (15.70 \times 2.4) + 2(1.2 \times 11.50) + 9.3312$$

$$R_A + R_B = 37.68 + 27.60 + 9.3312 = 74.61 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 5.70 \times 2.4 \times \frac{2.4}{2} + 1.2 \times 11.50 \times (\frac{1.2}{2} + 2.4) - 11.50 \times 1.20 \times \frac{1.2}{2} - 9.3312 \times 1.2 - R_B \times 3.60 = 0$$

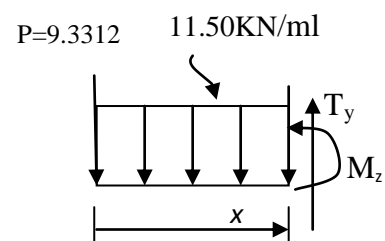
$$R_B = 18.65 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_B = 18.65 \text{ KN} \\ R_A = 55.96 \text{ KN} \end{cases}$$

b) Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

➤ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.2 \text{ m}$:

$$\begin{aligned} T_y &= -11.50x - 9.3312 \quad \text{pour } x = 0 \\ &\vdots \\ T_y &= -23.1312 \text{ KN} \quad \text{pour } x = 1.2 \text{ m} \end{aligned}$$



$$M_z = -11.50 \frac{x^2}{2} - 9.3312x \quad \left. \begin{array}{l} \text{pour } x = 0 \\ x = 1.2\text{m} \end{array} \right\}$$

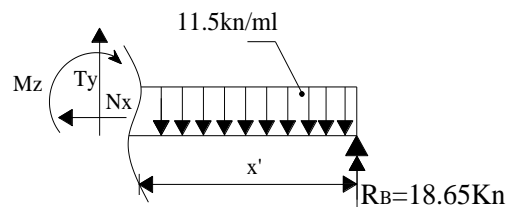
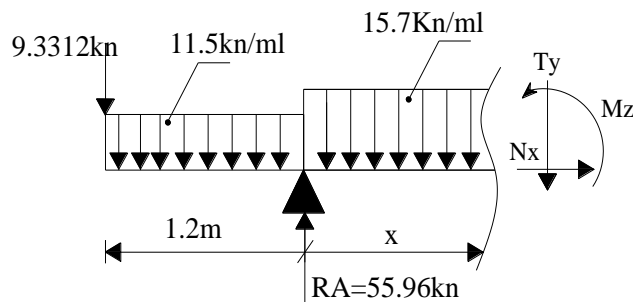
➤ 2^{ème} tronçon : $1.2\text{m} \leq x \leq 3.6\text{m}$:

$$\left. \begin{array}{l} T_v = 32.83\text{KN} \quad \text{pour } x = 1.20 \\ T_y = -15.70x + 51.67 \end{array} \right\} 0\text{m}$$

$$M_z = -\frac{15.7}{2} \frac{(x-1.2)^2}{2} + R_A (x-1.2) - 9.3312x - (11.5-1.2) \left(x - \frac{1.2}{2}\right)$$

$$M_z = -19.48\text{KN.m} \quad \text{pour } x = 1.2\text{m}$$

$$M_z = -14.10\text{KN.m} \quad \text{pour } x = 3.6\text{m}$$



➤ 3^{ème} tronçon : $0 \leq x' \leq 1.2\text{m}$:

$$\left. \begin{array}{l} T_v = -18.6496\text{KN} \quad \text{pour } x = 0 \\ T_y = 11.5x - 18.65 \end{array} \right\} 1.2\text{m}$$

$$M_z = 11.50 \frac{x^2}{2} + 18.65x \quad \begin{cases} x=0\text{m} \\ M_z=14.10\text{KN.m} \quad \text{pour } x=1.2\text{m} \end{cases}$$

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -15.7x + 51.67 = 0 \Rightarrow x = 3.291\text{m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 3.291\text{m}$.

Donc :

$$M_z^{max} = -7.85(3.291)^2 + 51.67(3.291) - 70.176$$

$$M_z^{max} = 14.849\text{KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

$$\text{- Aux appuis :} \quad M_{ua} = -0.3 M_z^{max} = -4.455\text{KN.m}$$

$$\text{- en travées :} \quad M_{ut} = 0.85 M_z^{max} = 12.62\text{KN.m}$$

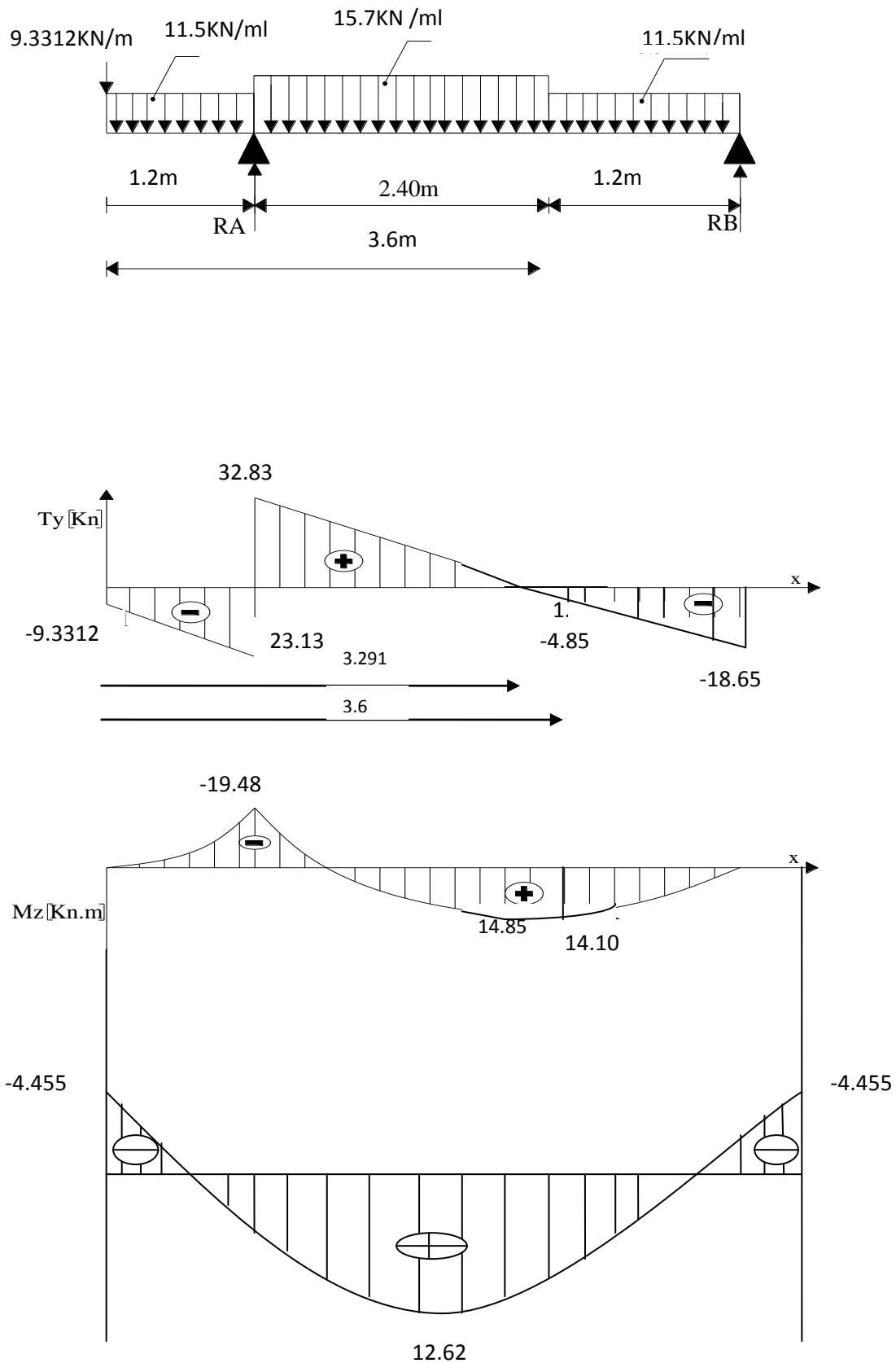


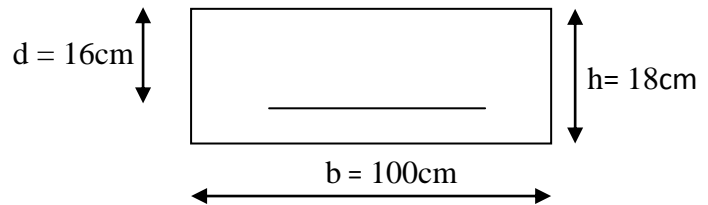
Figure.4: Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELU

c) Calcul des armatures :

Le calcul se fera pour une bande de 1m en flexion simple.

- Aux appuis :

$$M_u = 4.455 \text{ KN.m}$$

**➤ Armatures principales :**

$$\mu_a = \frac{M_{u_a}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4455}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.012 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0.012 \Rightarrow \beta_u = 0.994$$

$$A_a = \frac{M_{u_a}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{4455}{0.994 \times 160 \times 348} = 0.80 \text{ cm}^2$$

<On opte pour : 5HA10 ($A_a = 3.92 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$.

➤ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5HA10 ($A_{rt} = 3.92 \text{ cm}^2$), avec $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$.

- En travées :

$$M_t = 12.62 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{12620}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.034 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0.034 \Rightarrow \beta_u = 0.983$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{12620}{0.983 \times 16 \times 348} = 2.30 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 5HA10/ml ($A_t = 3.92 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5HA10 ($A_{rt} = 3.92 \text{ cm}^2$), avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

4 - Vérification à l'ELU:**a-Condition de non fragilité (BEAL 91, Art. A.4.2.1):**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 16 \times \frac{2.1}{400} = 1.932 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A_a = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.93 \text{ cm}^2$

- En travées : $A_t = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.93 \text{ cm}^2$ La condition est vérifiée

*** Espacement des barres :**➤ **Armatures principales :**

- Aux appuis : $e = 20 \text{ cm}$
 - En travées : $e = 20 \text{ cm}$ } $< \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$ **condition vérifiée.**

➤ **Armatures de répartition :**

- Aux appuis : $e = 20 \text{ cm}$
 - En travées : $e = 20 \text{ cm}$ } $< \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$ **condition vérifiée.**

b-Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL 91, Art-5.1.2.1) :

$$T_{u \max} = 32.83 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} = \frac{32.83}{1000 \times 160} = 0.205 \text{ MPa}$$

Fissuration est peu préjudiciable:

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

$$\tau_u = 0.205 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c-Justification des sections d'appuis (Art 5-1-3) :

$$A_s \geq \frac{T_{u\max}}{f_{su}} = \frac{32.83}{348 \times 100} = 0.943 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 4.52 \text{ cm}^2 > 0.943 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

d-Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91, Art A.6.1.3) :

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 5 \times 4.52 \times 1 = 22.6 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{32.83}{0.9 \times 160 \times 226} = 1.008 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.008 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

e-Ancrage des barres (A-6-1-23) :

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

$$\text{Forfaitairement : } L_s = 40\Phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0.4 L_s$

$$L_a = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 16 \text{ cm}$$

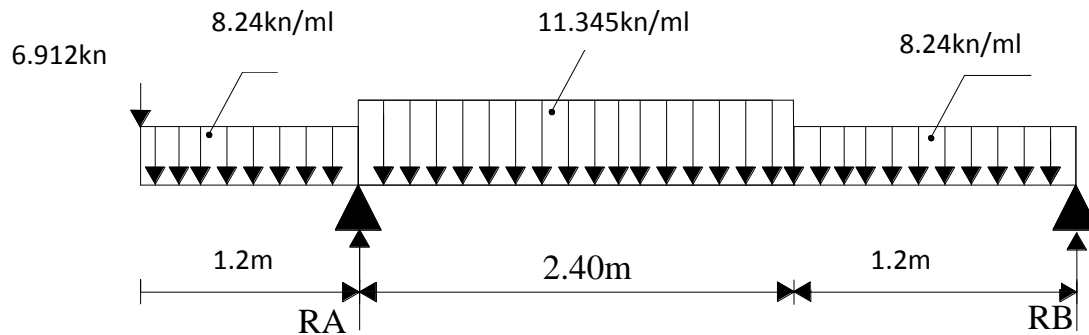
5-Calcul à l'état limite de service :ELS

Figure.5.schéma statique a l'ELS

$$q_{\text{spaille}} = 11.35 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{spalier}} = 8.24 \text{ KN/ml}$$

a-Calcul des réactions aux appuis :

D'après les formules de RDM :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (11.345 \times 2.4) + 2(1.2 \times 8.24) + 6.912$$

$$R_A + R_B = 53.91 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 11.345 \times 2.4 \times \frac{2.4}{2} + 1.2 \times 8.24 \times \left(\frac{1.2}{2} + 2.4\right) - 8.24 \times 1.2 \times \frac{1.2}{2} - 6.912 \times 1.2 - R_B \times 3.60 = 0$$

$$R_B \times 3.60 = 48.1104 \Rightarrow R_B = 13.364 \text{ KN}$$

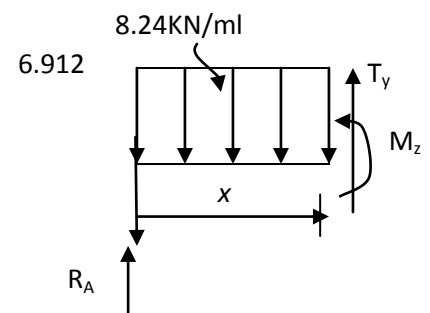
$$R_A = 40.552 \text{ KN}$$

b- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

➤ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.2 \text{ m}$:

$$T_y = -8.24x - 6.912 \Rightarrow \begin{cases} T_y = -6.912 \text{ KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = -16.80 \text{ KN} & \text{pour } x = 1.2 \text{ m} \end{cases}$$

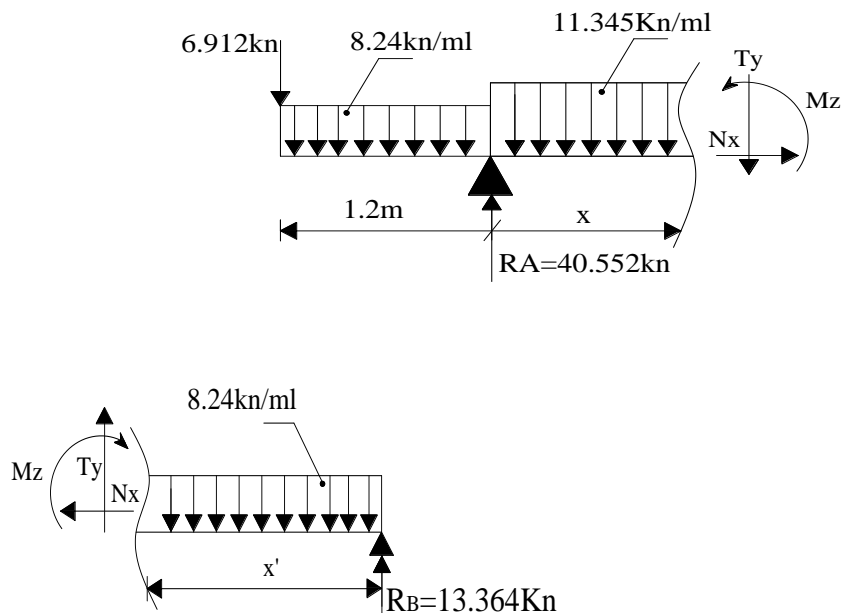
$$M_z = -8.24 \frac{x^2}{2} - 6.912x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 14.22 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 1.2 \text{ m} \end{cases}$$



➤ 2^{ème} tronçon : $1.2\text{m} \leq x \leq 3.6\text{m}$:

$$T_y = -11.345x + 37.366 \Rightarrow \begin{cases} T_y = 23.752\text{KN} \text{ pour } x = 1.2\text{m} \\ T_y = -3.476\text{KN} \text{ pour } x = 3.6 \end{cases}$$

$$M_z = -5.6725x^2 + 37.366x - 50.8944 \Rightarrow \begin{cases} M_z = -14.22 \text{ pour } x = 1.2\text{m} \\ M_z = 10.10 \text{ KN.m} \text{ pour } x = 3.6\text{m} \end{cases}$$



➤ 3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.2\text{m}$:

$$T_y = 8.24x - 13.364 \Rightarrow \begin{cases} T_y = -13.364\text{KN} \text{ pour } x = 0 \\ T_y = 8.24\text{KN} \text{ pour } x = 1.2\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = -8.24 \frac{x^2}{2} + 13.364x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 \text{ pour } x = 0\text{m} \\ M_z = 10.10 \text{ KN.m} \text{ pour } x = 1.2\text{m} \end{cases}$$

Point de moment Maximal :

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -11.345x + 37.366 = 0 \Rightarrow x = 3.293\text{m}$$

Le moment est max pour la valeur : 3.293m

$$\text{D'où : } M_s^{\max} = -5.6725 \times 3.293^2 + 37.366 \times 3.293 - 50.8944 \Rightarrow M_s^{\max} = 10.07 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on aura :

- Aux appuis : $M_s^a = -0.3M_s^{\max} = -3.021 \text{ KN.m}$
- En travées : $M_s^t = 0.85M_s^{\max} = 8.5595 \text{ KN.m}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme suivant :

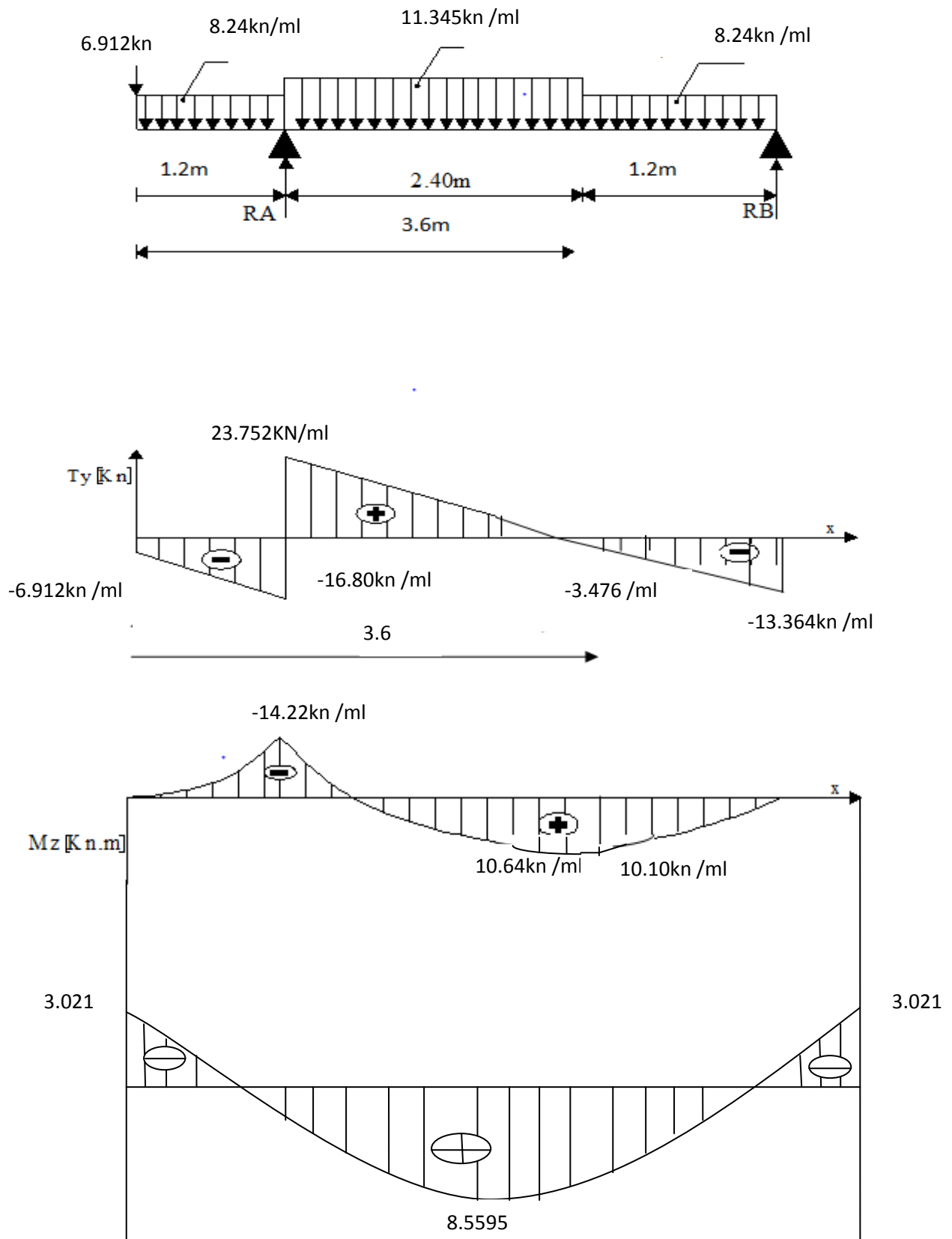


Figure.6 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS

6-Vérification à l'ELS**➤ Ferrailage :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m d'emmarchement.

a-Armatures longitudinales :**• Aux appuis :**

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{3021}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.008$$

$$\mu_a = 0.008 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.008 \longrightarrow \beta_1 = 0.996$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3021}{0.996 \times 16 \times 348} = 0.54 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} < 3.92 \text{ cm}^2$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

• En travée :

$$\mu_{1t} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{8559.5}{100 \cdot 16^2 \cdot 14.2} = 0.023$$

$$\mu_{1t} = 0.023 < 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_{1t} = 0.023 \longrightarrow \beta = 0.9885$$

$$A_{st} = \frac{8559.5}{0.9885 \times 16 \times 348} = 1.55 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} < 3.92 \text{ cm}^2$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

b-Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

$$M_t = 0.85 M_z^{\max} = 0.85 \times 10.07 = 8.5595 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- **En travées :** $A_{st} = 3.92 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b.d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 16} = 0.245$$

$$\rho_1 = 0.245 \Rightarrow \beta_1 = 0.921, \alpha_1 = 0.237 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.237}{15(1 - 0.237)} = 0.0207$$

$$\alpha_1 = 0.237 \Rightarrow K = 0.0207$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{8.5595 \times 10^3}{3.92 \times 0.921 \times 16} = 148.177 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0.0207 \times 148.177 = 3.06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Aux appuis :** $A_a = 3.92 \text{ cm}^2$

$$M_a = 0.3 M_z^{\max} = 3.021 \text{ kN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 16} = 0.245$$

$$\rho_1 = 0.245 \Rightarrow \beta_1 = 0.921 \text{ et } \alpha_1 = 0.237 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.237}{15(1 - 0.237)} = 0.0207$$

$$\alpha_1 = 0.252 \Rightarrow K = 0.0207$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{3.021 \times 10^3}{3.92 \times 0.921 \times 16} = 52.29 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0.0207 \times 52.29 = 1.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.02 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

c-Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.18}{3.6} = 0.05 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.18}{3.6} = 0.05 < \frac{12.62}{10 \times 14.85} = 0.085 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.92}{100 \times 16} = 0.00245 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

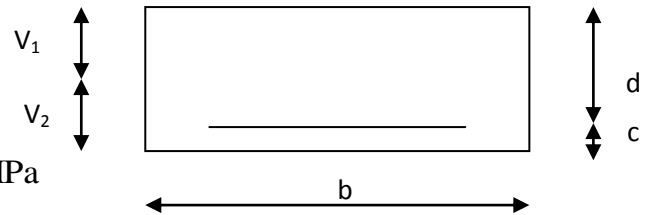
Deux conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche :

$$f_i = \frac{M_s \times l}{10E_i \times I_{fi}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3600}{500} = 7.2mm$$

Avec : f_i : flèche due aux charges instantanées,

E : Module de la déformation instantanée.

$$f_i = \frac{M_s \times l}{10E_i \times I_{fi}} \text{ ou } E_i = 11000 \sqrt{f_{c28}} = 32164.195 \text{ MPa}$$



$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - c)^2 V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$$S_{xx} : \text{Moment statique ; } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d$$

$$B_0 : \text{Aire de la section homogénéisée ; } B_0 = b \times h + 15A_t$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d}{b.h + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 3.92 \times 16}{100 \times 18 + 15 \times 3.92} = 9.22 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9.22 = 8.78 \text{ cm}$$

D'où:

$$I_0 = \frac{100}{3} (9.22^3 + 8.78^3) + 15 \times 4.52 (8.78 - 2)^2$$

$$I_0 = 51803.77 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b.d} = \frac{3.92}{100 \times 16} = 0.00245$$

$$\lambda_{v4} = \frac{0.02.f_{t28}}{(2 + 3.b_0/b).\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3) \times 0.00245} = 3.4285$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1.75.f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}} \right\}$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00245 \times 384 + 2.1} \right\} = 0.626$$

En remplaçant tous les coefficients trouvés précédemment ; on aura une valeur de la flèche :

$$f = \frac{12.623 \times 10^6 \times 3600^2}{10 \times 32164.19 \times 51803.77 \times 10^4} = 0.98 \text{ mm.}$$

Donc $f < \bar{f} = 7.2 \text{ mm}$ condition vérifiée.

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL 91, Art A.5.34**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

Remarque : On adopte le même ferrailage pour les différents niveaux.

CONCLUSION :

Le ferrailage de l'escalier est comme suit :

- Appuis : **5HA10 (3.92 cm²)**.
- Armatures de répartition : **5HA10 (3.92 cm²)**
- Travée : **5HA10(3.92 cm²)**.
- Armatures de répartition **5HA10 (3.92 cm²)**

III.5. La dalle salle machine

Introduction :

Vu le nombre important de niveaux que comporte notre structure (8 niveaux), un ascenseur a été prévu. L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble. C'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité. La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au dessus de la gaine.

1-Caractéristiques de la cage d'ascenseur :

- La surface de la salle machine est de : $1.25 \times 1.2 = 1.5m^2$.
- La surface de la cabine est de : $0.80 \times 0.80 = 0.64m^2$.
- La charge total du système de levage et la cabine chargée est de : 9t ($P=90 \text{ KN}$).

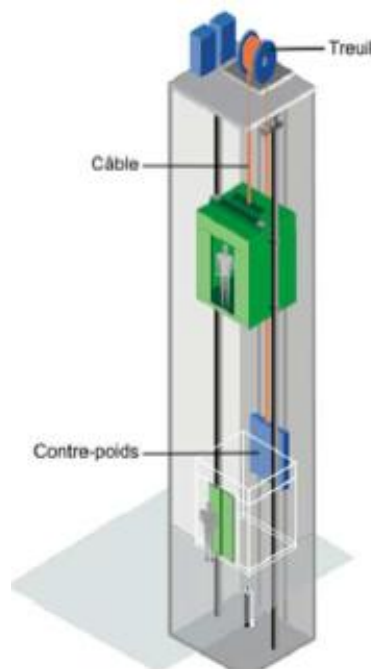


Figure III.1 : schéma statique de la salle machine.

2-Calcul de la dalle pleine :

a) épaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_t = \frac{L_x}{30} = \frac{150}{30} = 5\text{cm}$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12\text{cm}$; on adopte une hauteur $h_t = 15\text{cm}$.

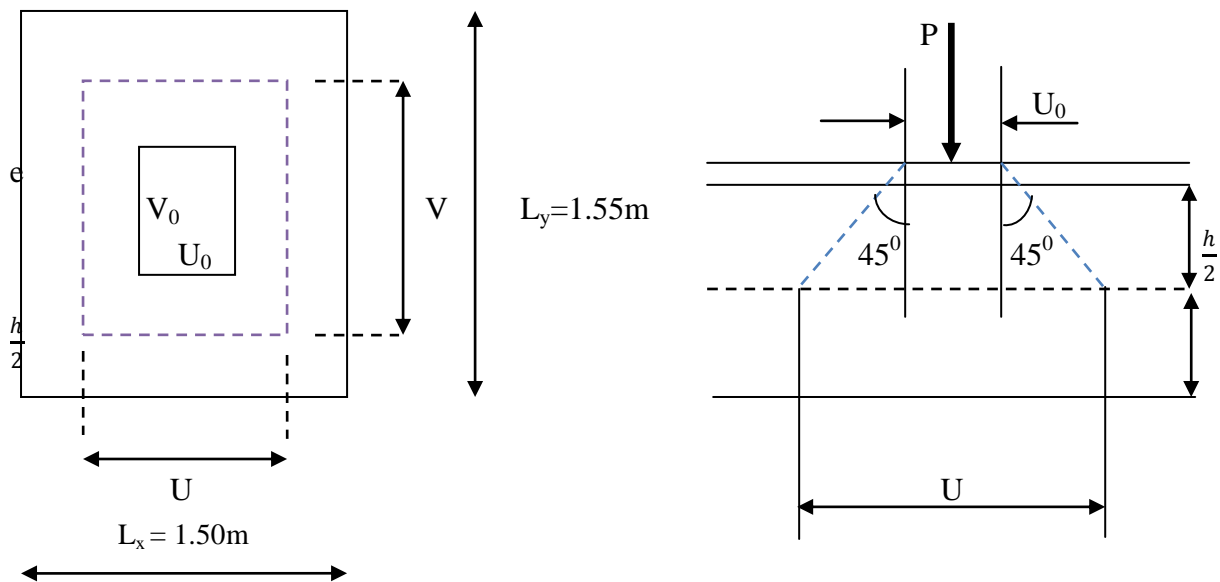


Figure.III.2 : schéma statique de la salle machine.

La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ($U \times V$), (surface d'impacte) au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau.

$$\text{On a : } \begin{cases} U = U_0 + 2e + h_t & \text{avec : } h_t = 15\text{cm} ; e : \text{revêtement de la dalle (} e = 5\text{cm)} \\ V = V_0 + 2e + h_t & U_0 = 80\text{cm}; V_0 = 80\text{cm} \end{cases}$$

$$\text{D'où : } U = 80 + 10 + 15 = 105\text{cm}$$

$$V = 80 + 10 + 15 = 105\text{cm}$$

Les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.50}{1.55} = 0.967 \quad 0.4 \leq \rho \leq 1 \quad \longrightarrow \text{la dalle travaille dans }$$

b) Calcul des moments au centre du panneau :

Ils sont donnés par la formule :

$$M_x = q_u (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = q_u (\nu M_1 + M_2)$$

ν : coefficient de poisson ; à l'ELU, $\nu = 0$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1.05}{1.50} = 0.7 \quad \frac{V}{L_y} = \frac{1.05}{1.55} = 0.67$$

Après interpolation : $M_1 = 0.0778$, $M_2 = 0.0501$

$$M_{x1} = 1.35P \times M_1 = 1.35 \times 90 \times 0.0778 = 9.453 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 1.35P \times M_2 = 1.35 \times 90 \times 0.0501 = 6.087 \text{ KN.m}$$

c) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

$\rho = 0.967$; $0.4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$\mu_x = 0.0401 \quad ; \quad \mu_y = 0.911 \quad 1\text{m}$$

$$\text{Poids propre de la dalle } G = 0.15 \times 1 \times 25 = 3.75 \text{ KN/ml}$$

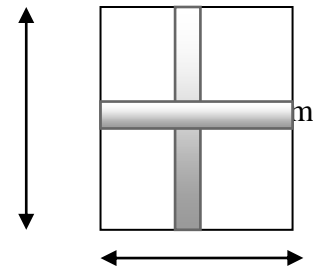
La surcharge d'exploitation Q est prise égale à 1KN/ml L_y

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.5625 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0.0401 \times 6.5625 \times 1.50^2 = 0.592 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.911 \times 0.592 = 0.539 \text{ KN.m}$$

L_x



d) Superposition des moments:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.453 + 0.592 = 10.045 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.087 + 0.539 = 6.626 \text{ KN.m}$$

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de 15% en travée et 70% aux appuis.

e) Ferrailage de la dalle :

e-1) Dans le sens de la petite portée : x-x

• En travée :

$$M_u = 0.85 \times 10.045 = 8.538 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{8.538 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0.041 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0.9795$$

$$A_{st} = \frac{8.538 \times 10^5}{0.9795 \times 12 \times 34800} = 2.08 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4\Phi 10 \quad (A_s = 3.14 \text{ cm}^2) \quad \text{avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

- **Aux appuis :**

$$M_{u,x} = -0.3 \times 10.045 = -3.0135 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{3.0135 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0.014 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0.993$$

$$A_{st} = \frac{3.0135 \times 10^5}{0.993 \times 12 \times 34800} = 0.72 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4\Phi 8 \quad (A_s = 2.01 \text{ cm}^2) \quad \text{avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

e-2) Dans le sens de la grande portée : y-y➤ **En travée :**

$$M_{u,y} = 0.85 \times 6.626 = 5.6321 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{5.6321 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0.027 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0.9865$$

$$A_{st} = \frac{5.6321 \times 10^5}{0.9865 \times 12 \times 34800} = 1.36 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4\Phi 10 \quad (A_s = 3.14 \text{ cm}^2) \quad \text{avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_{u,y} = -0.3 \times 6.626 = -1.9878 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{1.9878 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0.009 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0.9965$$

$$A_{st} = \frac{1.9878 \times 10^5}{0.9965 \times 12 \times 34800} = 0.47 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4\Phi 8 \quad (A_s = 2.01 \text{ cm}^2) \quad \text{avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

3-Vérification à l'ELU :**a) Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91) :**

$$A_{st} \geq \rho_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \quad \text{avec} \quad \rho_0 : \text{taux d'armatures dans chaque direction ; } \rho_0 = 0.8\%$$

$$A_{st} \geq 0.0008 \times 100 \times \frac{15}{2} \left(3 - \frac{150}{155} \right) = 1.21 \text{ cm}^2 \text{ ----- condition vérifiée.}$$

b) Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL91) :

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser $2h$ et 25cm ;

$$S_t = 25\text{cm} \leq (2h = 30\text{cm} ; 25\text{cm}) \text{ ----- condition vérifiée.}$$

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser $3h$ et 33cm ;

$$S_t = 25\text{cm} \leq (3h = 45\text{cm} ; 33\text{cm}) \text{ ----- condition vérifiée.}$$

c) Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42) :

$$q_u \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

q_u : charge de calcul à l'ELU

h_t : épaisseur totale de la dalle

U_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$U_c = 2(U+V) = 2(1.05+1.05) = 4.2\text{m}$$

$$q_u = 90 \leq 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 472\text{KN/ml} \text{ ----- condition vérifiée}$$

d) Vérification des contraintes tangentielles :

$$\text{On doit vérifier que: } \tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \geq 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\text{➤ Sens x-x : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{2V+U} = \frac{90}{2 \times 1.05 + 1.05} = 28.57\text{KN}$$

$$\text{➤ Sens y-y : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{3V} = \frac{90}{3 \times 1.05} = 28.57\text{KN}$$

$$\text{Ainsi on aura : } \tau = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{28.57 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.238\text{MPa}$$

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

On remarque que $\tau < \bar{\tau}$; la condition est vérifiée.

4-Vérification à l'ELS :**a) Moments engendrés par le système de levage :**

à l'ELS $v = 0.2$; $M_1 = 0.0778$; $M_2 = 0.0501$

$$M_{x1} = 90(0.0778 + 0.2 \times 0.0501) = 7.904 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 90(0.2 \times 0.0778 + 0.0501) = 5.909 \text{ KN.m}$$

b) Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

$$\mu_x = 0.0401 \quad ; \quad \mu_y = 0.911$$

$$q_s = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0.0401 \times 4.75 \times 1.5^2 = 0.428 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.911 \times 0.428 = 0.390 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments :

$$M_x = 7.904 + 0.428 = 8.332 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 5.909 + 0.390 = 6.299 \text{ KN.}$$

d) Ferrailage de la dalle :**d-1) Dans le sens de la petite portée x-x**• **En travée :**

$$M_s = 0.85 \times 8.332 = 7.0822 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{7.0822 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0.00122 \beta_s = 0.9405$$

$$A_s = \frac{7.0822 \times 10^5}{0.9405 \times 12 \times 40000} = 1.56 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**

$$M_s = -0.3 \times 8.332 = -2.4996 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{2.4996 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0.00042 \longrightarrow \beta_s = 0.964$$

$$A_s = \frac{2.4996 \times 10^5}{0.964 \times 12 \times 40000} = 0.54 \text{ cm}^2$$

d-2) Dans le sens de la grande portée :

- **En travée :**

$$M_s = 0.85 \times 6.299 = 5.35415 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{5.35415 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0.0012 \beta_s = 0.941$$

$$A_s = \frac{5.35415 \times 10^5}{0.941 \times 12 \times 40000} = 1.55 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**

$$M_s = -0.3 \times 6.299 = -1.8897 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{1.8897 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0.00032 \beta_s = 0.9685$$

$$A_s = \frac{1.8897 \times 10^5}{0.9685 \times 12 \times 40000} = 0.40 \text{ cm}^2$$

Conclusion : les armatures calculées à l'ELU sont justifiées.

5-Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

a) Sens x-x :

- **En travée :**

$$M_s = 5.35415 \text{ KN.m} ; A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12} = 0.261 \rightarrow k_1 = 46.73$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{7.0822 \times 10^6}{0.919 \times 120 \times 3.16 \times 100} = 203.228 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{203.228}{46.73} = 4.34 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \text{ -----condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$M_s = -2.4496 \text{ KN.m ; } A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = 0.1675 \rightarrow k_1 = 60$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{2.4496 \times 10^6}{0.961 \times 120 \times 2.01 \times 100} = 105.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{105.68}{60} = 1.76 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

b) Sens y-y :

- **En travée :**

$$M_s = 5.35415 \text{ KN.m; } A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.167 \rightarrow k_1 = 46.73$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{5.35415 \times 10^6}{0.919 \times 120 \times 3.14 \times 100} = 154.61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{154.61}{46.73} = 3.30 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$M_s = -1.8897 \text{ KN.m ; } A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = 0.1675 \rightarrow k_1 = 60$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{1.8897 \times 10^6}{0.964 \times 120 \times 2.01 \times 100} = 81.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{81.27}{60} = 1.35 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

6-Diamètre maximal des barres :

$$\Phi_{\max} = \frac{h_t}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} ; \text{ nous avons ferrailé avec des HA8} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

7-Etat limite de fissuration :

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

8-Plan de ferrailage de la dalle pleine de la salle machine :

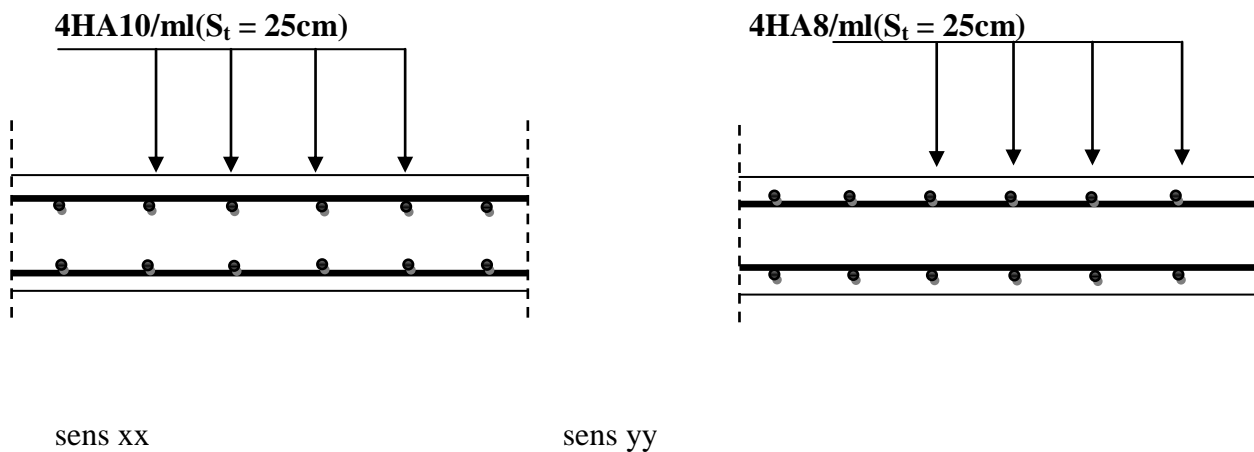


Figure.III.3 : Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine.

IV. Introduction :

Le système de contreventement est l'ensemble d'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des forces horizontales, engendrées par le vent ou le séisme.

L'étude de contreventement est une étape importante dans l'étude de tout bâtiment, il est destiné à :

- ✓ Assurer la stabilité du bâtiment sous l'action des efforts horizontaux dus au séisme.
- ✓ Assurer stabilité vis-à-vis du flambement de ses poteaux sous l'action verticale.

D'une manière générale, ce contreventement peut être assuré soit par des murs de refend plein ou avec ouverture, soit par des portiques, soit par une combinaison de ces éléments.

Dans notre cas l'ossature du bâtiment est composée, à la fois de portiques et de murs de refends, Qui sont disposés dans deux sens (longitudinale et transversale), est-ce là nous amène à déterminer le % de l'effort sismique que doit reprendre chaque élément (portique; voile), Pour cela nous allons comparer l'inertie des voiles à celle des portiques aux quel nous allons attribuer «une inertie fictive».

IV.1.Calcul des rigidités linéaires relatives des poteaux et des poutres :

❖ Hypothèses de calcul :

- Les charges ou les masses sont considérés concentrées au niveau du plancher.
- Les diagrammes de répartition des charges en élévation doivent être triangulaire pour leséisme, et rectangulaire pour le vent.
- La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux.
- La raideur des travées adjacentes d'une même portée ne doit pas être trop différente.

Rigidité linéaire d'un poteau :

$$K_{poteau} = \frac{I_{poteau}}{h_{calculée}} = \frac{I_p}{h_c}$$

Rigidité linéaire d'une poutre :

$$K_{poutre} = \frac{I_{poutre}}{L_{calculée}} = \frac{I_{pt}}{h_c}$$

Avec :

I : moment d'inertie de l'élément ($\frac{bh^3}{12}$)

h_c : hauteur calculée du poteau

L_c : longueur calculée de la poutre.

$$h_c = (h + \frac{1}{2} \cdot e_{poteau} ; h_0)$$

$$L_c = \min(L + \frac{1}{2} \cdot e_{poutre} ; L_0)$$

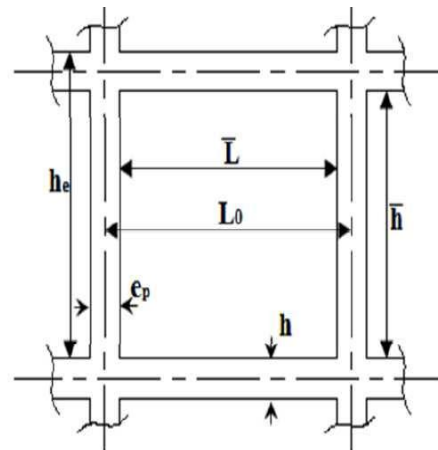
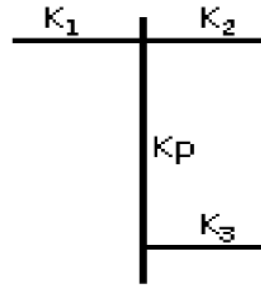
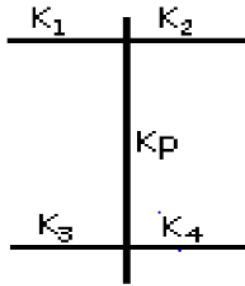
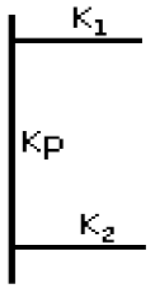


Figure IV.1 : Coupe verticale d'un niveau.

IV1.1 Calcul des coefficients (rigidités moyennes) :

1^{er} Cas : étages courant :

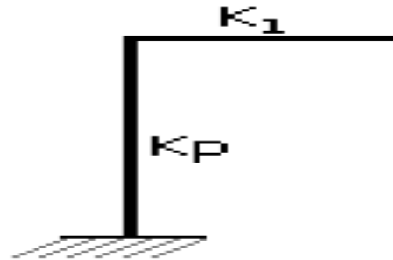
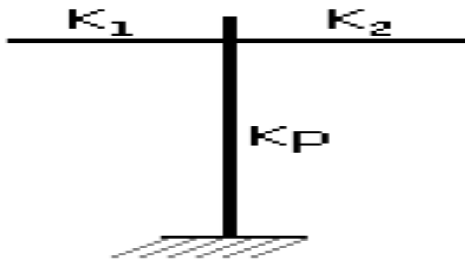
$$\bar{K} = \frac{\sum K_{poutre}}{2K_{Poteau}}$$



$$K_j = \frac{K_1 + K_2}{2K_p} ; \quad K_j = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_p} ; \quad K_j = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2K_p}$$

2eme cas : RDC :

$$\bar{K} = \frac{\sum K_{POUTRE}}{K_{poteau}}$$



$$K_j = \frac{K_1 + K_2}{K_p} ; \quad K_j = \frac{K_1}{K_p}$$

IV.1.2.Calcul des coefficients correcteurs (aij) :

➤ coefficient des rigidités des poteaux (aij) :

-1^{er} cas :étages courant

$$a_j^i = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$$

-2eme cas :Premier niveau

Poteau encastré à la base $a_j^i = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$

Poteau articulé à la base $a_j^i = \frac{0.5 + \bar{K}}{1 + 2\bar{K}}$

IV.1.3. Calcul des rigidités des poteaux(I) au niveau (J) :

$$r_{ij} = \frac{12 \times E_i \times I_{POTEAU}}{h_c^3} \cdot a_j^i$$

Avec :

I_p : Inertie de poteau.

h_c : Hauteur du poteau.

E_i : module de déformations instantanées du béton, $E_i = 1100^3 \sqrt{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}$

IV-2.5). Calcul de la rigidité du portique « i » du niveau « j » :

$$R_{jx} = \sum r_{ij} \text{ : Pour chaque niveau dans le sens longitudinal}$$

$$R_{jy} = \sum r_{ij} \text{ : Pour chaque niveau dans le sens transversal.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

❖ Rigidités des poteaux suivant les sens (X-X) :

Niv	b(cm)	h(cm)	I(cm ⁴)	he(cm)	hp(cm)	h'(cm)	epot (cm)	hc(cm)	K(cm ³)
8	35	30	78750	306	35	271	30	286	275.3497
7	35	30	78750	306	35	271	30	286	275.3497
6	40	35	142916.7	306	35	271	35	288.5	495.3784
5	40	35	142916.7	306	35	271	35	288.5	495.3784
4	40	35	142916.7	306	35	271	35	288.5	495.3784
3	45	40	240000	306	35	271	45	293.5	817.7172
2	45	40	240000	306	35	271	45	293.5	817.7172
1	50	45	379687.5	306	35	271	50	296	1282.7280
RDC	50	45	379687.5	450	35	415	50	440	862.9261

Tableau IV.1 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens longitudinal.

❖ Rigidités des poteaux suivant les sens (Y-Y) :

Niv	b(cm)	h(cm)	I(cm ⁴)	he(cm)	hp(cm)	h'(cm)	epot (cm)	hc(cm)	K(cm ³)
8	35	30	78750	306	35	271	30	286	275.3497
7	35	30	78750	306	35	271	30	286	275.3497
6	40	35	142916.7	306	35	271	35	288.5	495.3784
5	40	35	142916.7	306	35	271	35	288.5	495.3784
4	40	35	142916.7	306	35	271	35	288.5	495.3784
3	45	40	240000	306	35	271	45	293.5	817.7172
2	45	40	240000	306	35	271	45	293.5	817.7172
1	50	45	379687.5	306	35	271	50	296	1282.7280
RDC	50	45	379687.5	450	35	415	50	440	862.9261

Tableau IV.2 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens transversal.

❖ Rigidités des poutres suivant le sens (X-X) :

NIV	Travées	b (cm)	h (cm)	I _{pout} (Cm ⁴)	L ₀ (cm)	e _{pot} (cm)	L (cm)	h _{pout} (cm)	Lc (cm)	K (cm ³)
7,8	A-B	25	35	89322.917	345	30	315	35	332.5	268.640
	B-C	25	35	89322.917	375	30	345	35	362.5	246.408
	C-D	25	35	89322.917	325	30	295	35	312.5	285.833
	D-E	25	35	89322.917	375	30	345	35	362.5	246.408
	E-F	25	35	89322.917	345	30	315	35	332.5	268.640
4,5,6	A-B	25	35	89322.917	350	35	315	35	332.5	268.640
	B-C	25	35	89322.917	380	35	345	35	362.5	246.408
	C-D	25	35	89322.917	330	35	295	35	312.5	285.833
	D-E	25	35	89322.917	380	35	345	35	362.5	246.408
	E-F	25	35	89322.917	350	35	315	35	332.5	268.640
2 ^{eme} et 3 ^{eme}	A-B	25	35	89322.917	355	40	315	35	332.5	268.640
	B-C	25	35	89322.917	385	40	345	35	362.5	246.408
	C-D	25	35	89322.917	335	40	295	35	312.5	285.833
	D-E	25	35	89322.917	385	40	345	35	362.5	246.408
	E-F	25	35	89322.917	355	40	315	35	332.5	268.640
RDC ,1 ^{eretage}	A-B	25	35	89322.917	360	45	315	35	332.5	268.640
	B-C	25	35	89322.917	390	45	345	35	362.5	246.408
	C-D	25	35	89322.917	340	45	295	35	312.5	285.833
	D-E	25	35	89322.917	390	45	345	35	362.5	246.408
	E-F	25	35	89322.917	360	45	315	35	332.5	268.640

Tableau IV .3 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens transversal

❖ Rigidités des poutres suivant le sens (Y-Y) :

NIV	Travées	b (cm)	h (cm)	I_{pout} (Cm ⁴)	L_0 (cm)	e_{pot} (cm)	L (cm)	h_{pout} (cm)	Lc (cm)	K (cm ³)
7,8	1-2	25	35	89322.917	390	35	355	35	372.5	239.793
	2-3	25	35	89322.917	350	35	315	35	332.5	268.640
	3-4	25	35	89322.917	390	35	355	35	372.5	239.793
4,5,6	1-2	25	35	89322.917	395	40	355	35	372.5	239.793
	2-3	25	35	89322.917	355	40	315	35	332.5	268.640
	3-4	25	35	89322.917	395	40	355	35	372.5	239.793
2 ^{eme} et 3 ^{eme}	1-2	25	35	89322.917	400	45	355	35	372.5	239.793
	2-3	25	35	89322.917	360	45	315	35	332.5	268.640
	3-4	25	35	89322.917	400	45	355	35	372.5	239.793
RDC ,1 ^{er} etage	1-2	25	35	89322.917	405	50	355	35	372.5	239.793
	2-3	25	35	89322.917	365	50	315	35	332.5	268.640
	3-4	25	35	89322.917	405	50	355	35	372.5	239.793

Tableau IV.4 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens transversal.

Chapitre IV Etude de contreventement

❖ Rigidités des portiques suivant (x-x) :

NIV	Travée	kpout	potraux	Kpot	K	aij	hc (pot)	I (Pot)	E	rij	Rijx (kn/m)
7,8eme etages	A-B	268.640	A	275.349	0.976	0.328	286	78750	321642	4260.04734	29589.8125
	B-C	246.408	B	275.349	1.871	0.483	286	78750	321642	6279.1467	
	C-D	285.833	C	275.349	1.933	0.491	286	78750	321642	6385.73589	
	D-E	246.408	D	275.349	1.933	0.491	286	78750	321642	6385.73589	
	E-F	268.640	E	275.349	1.871	0.483	286	78750	321642	6279.1467	
4,5,6eme etages	A-B	268.640	A	495.378	0.542	0.213	288.5	142916.7	321642	4900.13836	36671.004
	B-C	246.408	B	495.378	1.040	0.342	288.5	142916.7	321642	7857.40259	
	C-D	285.833	C	495.378	1.074	0.349	288.5	142916.7	321642	8028.03038	
	D-E	246.408	D	495.378	1.074	0.349	288.5	142916.7	321642	8028.03038	
	E-F	268.640	E	495.378	1.040	0.342	288.5	142916.7	321642	7857.40259	
2eme et 3eme etages	A-B	268.640	A	817.717	0.329	0.141	293.5	240000	321642	5169.25871	40711.742
	B-C	246.408	B	817.717	0.630	0.240	293.5	240000	321642	8775.12017	
	C-D	285.833	C	817.717	0.651	0.246	293.5	240000	321642	8996.12158	
	D-E	246.408	D	817.717	0.651	0.246	293.5	240000	321642	8996.12158	
	E-F	268.640	E	817.717	0.630	0.240	293.5	240000	321642	8775.12017	
1ER ETAGE	A-B	268.640	A	1282.7280	0.209	0.095	296.0	379687.5	321642	5356.26187	43669.906
	B-C	246.408	B	1282.7280	0.402	0.167	296.0	379687.5	321642	9447.81484	
	C-D	285.833	C	1282.7280	0.415	0.172	296.0	379687.5	321642	9709.007	
	D-E	246.408	D	1282.7280	0.415	0.172	296.0	379687.5	321642	9709.007	
	E-F	268.640	E	1282.7280	0.402	0.167	296.0	379687.5	321642	9447.81484	
RDC	A-B	268.640	A	862.9261	0.311	0.351	440.0	379687.5	321642	6038.81936	36275.2794
	B-C	246.408	B	862.9261	0.597	0.422	435.0	379687.5	321642	7519.96479	
	C-D	285.833	C	862.9261	0.617	0.427	435.0	379687.5	321642	7598.26521	
	D-E	246.408	D	862.9261	0.617	0.427	435.0	379687.5	321642	7598.26521	
	E-F	268.640	E	862.9261	0.597	0.422	435.0	379687.5	321642	7519.96479	

Tableau IV.5 : Rigidité relative par portique dans le sen longitudinal.

❖ Rigidités des portiques suivant (Y-Y) :

NIV	Travée	kpout	poteaux	Kpot	K	aij	hc (pot)	I(Pot)	E	rij	Rijx (kn/m)
7,8eme etages	1-2	239.793	1	275.349	0.871	0.303	286	78750	321642	3941.36011	16415.79
	2-3	268.640	2	275.349	1.847	0.480	286	78750	321642	6237.21477	
	3-4	239.793	3	275.349	1.847	0.480	286	78750	321642	6237.21477	
4,5,6eme etages	1-2	239.793	1	495.378	0.484	0.195	288.5	142916.7	321642	4476.4858	18042.475
	2-3	268.640	2	495.378	1.542	0.435	288.5	142916.7	321642	10001.8892	
	3-4	239.793	3	495.378	1.484	0.426	288.5	142916.7	321642	9785.10508	
2eme et 3eme etages	1-2	239.793	1	817.717	0.293	0.128	293.5	240000	321642	4685.15195	22063.444
	2-3	268.640	2	817.717	0.622	0.237	293.5	240000	321642	8689.14586	
	3-4	239.793	3	817.717	0.622	0.237	293.5	240000	321642	8689.14586	
1ER ETAGE	1-2	239.793	1	1282.728	0.187	0.085	296	379687.5	321642	4830.25834	23523.345
	2-3	268.640	2	1282.728	0.396	0.165	296	379687.5	321642	9346.5431	
	3-4	239.793	3	1282.728	0.396	0.165	296	379687.5	321642	9346.5431	
RDC	1-2	239.793065	1	1282.728	0.187	0.314	440	379687.5	321642	5403.86103	23673.454
	2-3	268.640351	2	1282.728	1.209	0.533	440	379687.5	321642	9163.16605	
	3-4	239.793065	3	1282.728	1.187	0.529	440	379687.5	321642	9106.42697	

Tableau IV.6: Rigidité relative par portique dans le sens transversal

V-2-Caractéristiques géométriques des voiles :

Les forces sismiques peuvent engendrer des torsions dans les structures sur les quelles agissent. Elles sont pratiquement préjudiciables lorsque les résultantes de ses forces se trouvent excentrées de façon notable par rapport au centre de torsion.

Donc le déplacement des voiles doit être le plus adéquat possible de manière à résister à l'effort sismique d'une part et limiter la torsion du bâtiment due aux charges d'autre part.

V-2-1-Inertie des voiles:

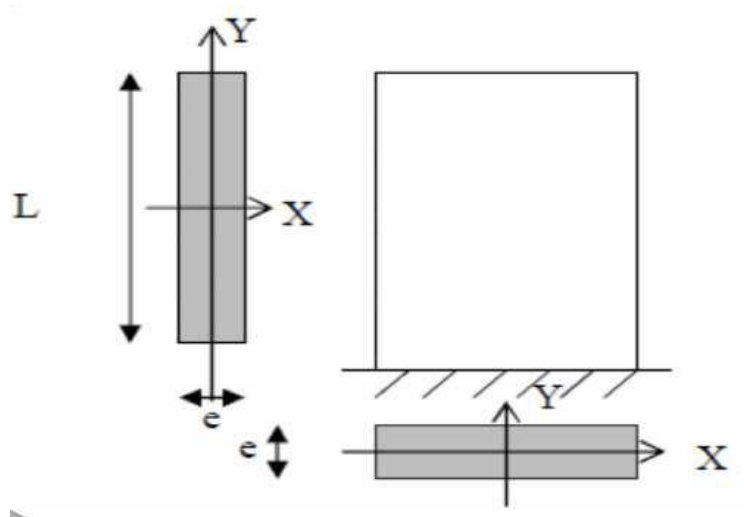
A) Inertie des Refends pleins :

a) Les refends longitudinaux

$$\left\{ \begin{array}{l} I_y = \frac{e.L^3}{12} \\ I_x = \frac{L.e^3}{12} = 0 \end{array} \right.$$

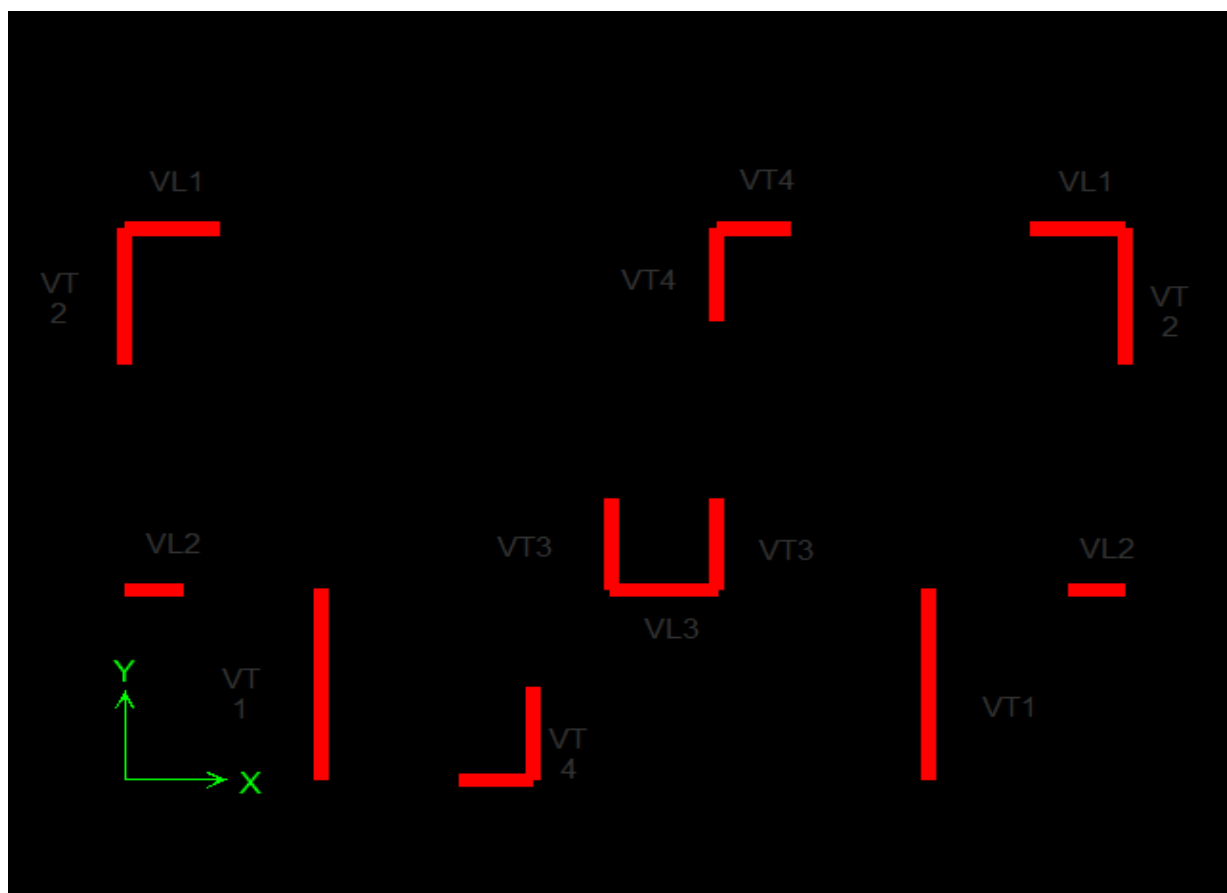
b) Les refends transversaux:

$$\begin{cases} I_y = \frac{e \cdot L^3}{12} = 0 \\ I_x = \frac{L \cdot e^3}{12} \end{cases}$$



Coupe des voiles en plan.

Dans notre cas la disposition de voiles sera comme suit :



V.3.2 Calcul des rigidités des voiles :

- ✓ Les inerties et rigidités des voiles sens longitudinal parallèle à « x – x »

$$R_{vx} = \frac{12 \times E_i \cdot I_y}{h_{\text{etage}}^3}$$

NIVEAU	Voiles	Li (m)	ei (m)	Iy (m4)	h(m)	Rijx (KN/m)	ΣRijX (KN/m)
1er jusqu'au 8eme	VL1	2	0.25	0.167	2.86	2749822.43	6542128.32
	VL2	1.30	0.25	0.024	2.86	397907.899	
	VL3	2.2	0.25	0.154	2.86	2548698.7	
	VL4	1.60	0.25	0.051	2.86	845699.295	
RDC	VL1	2	0.25	0.167	4.3	809091.023	1924916.04
	VL2	1.30	0.25	0.024	4.3	117078	
	VL3	2.2	0.25	0.154	4.3	749913.6	
	VL4	1.60	0.25	0.051	4.3	248833.416	

- ✓ Les inerties et rigidités des voiles sens longitudinal parallèle à « y– y » :

$$R_{vy} = \frac{12 \times E_i \cdot I_x}{h_{\text{etage}}^3}$$

NIVEAU	Voiles	Li (m)	ei (m)	Ix(m4)	h(m)	Rijy(KN/m)	ΣRijY (KN/m)
1er jusqu'au 8eme	VT1	4.75	0.25	1.333	2.86	21998579.4	37244318.9
	VT2	3.11	0.25	0.627	2.86	10339411.7	
	VT3	2.15	0.25	0.143	2.86	2357629.01	
	VT4	2.2	0.25	0.154	2.86	2548698.7	
RDC	VT1	4.75	0.25	1.333	4.3	6472728.19	10958541.8
	VT2	3.11	0.25	0.627	4.3	3042205.61	
	VT3	2.15	0.25	0.143	4.3	693694.416	
	VT4	2.2	0.25	0.154	4.3	749913.6	

- ✓ récapitulatif des rigidités pour chaque niveau suivent les deux directions

Calcul les rigidités relatives par niveau de l'ensemble « portiques +voiles »

Niveau	Voiles		portique		portique+voile	
	Rvy	Rvx	Rjx	Rjy	Rx	Ry
7eme et 8eme	37244318.9	6542128.32	29589.8125	16415.79	37260734.68	6571718.13
4.5.et 6 eme	37244318.9	6542128.32	36671.004	18042.475	37262361.36	6578799.32
2eme .3eme	37244318.9	6542128.32	40711.742	22063.444	37266382.33	6582840.06
1ER ETG	37244318.9	6542128.32	43669.906	23523.345	37267842.23	6585798.23
RDC	10958541.8	1924916.04	36275.2794	23673.454	10982215.27	1961191.32

Détermination de la répartition des efforts horizontaux entre portique et refends :

IV-3.1) Calcul des flèches des refends :

Le calcul de la flèche des refends dont l'inertie est « $I = 1 \text{ m}^4$ », soumis au même système de forces que portique (une force égale à 1 tonne à chaque niveau), sera obtenu par la méthode des « moment des aires ».

Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de force horizontale égale à 1 tonne, est série de section de trapèze superposée et délimitée par les niveaux, comme le montre la figure suivante

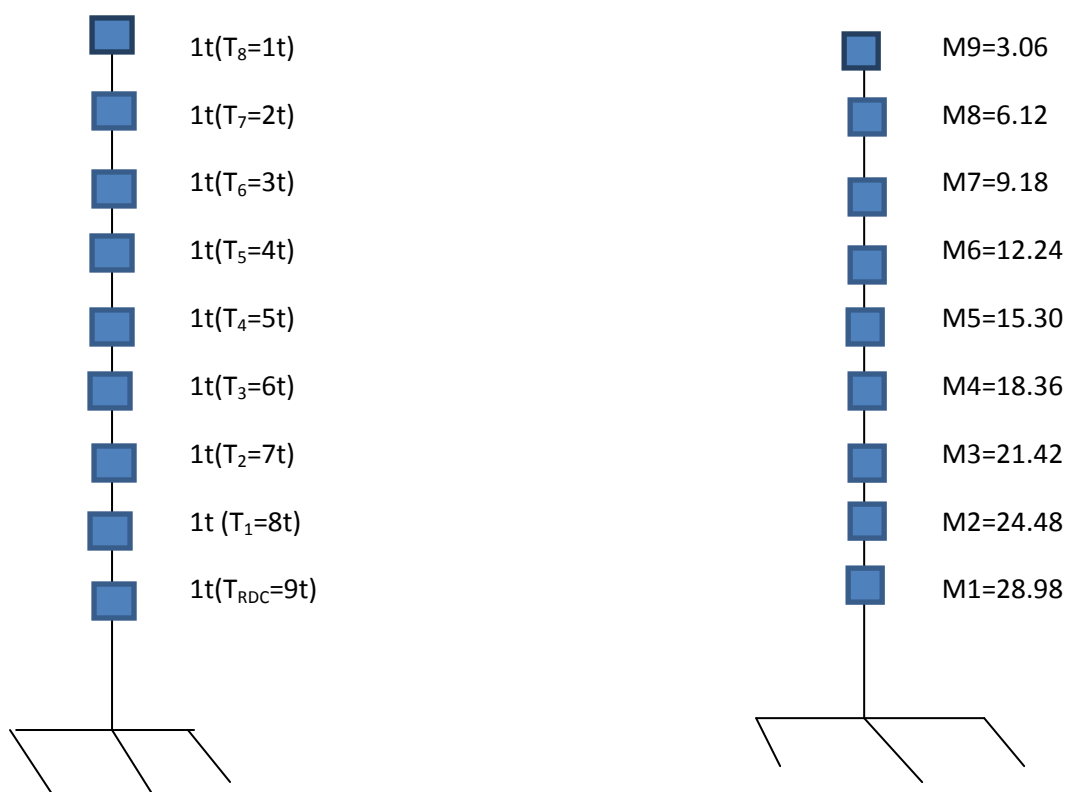


Figure : système de forces horizontales et efforts tranchants résultants

Chapitre IV Etude de contreventement

La flèche est donnée par la relation suivante : $f_i = \frac{\sum S_i \times d_i}{E_i}$

Avec : S_i : surface du trapèze.

d_i : distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré

Rappel sur le centre de gravité et la surface d'un trapèze :

$$S_i = \frac{(B+b) \times h}{2}$$

$$d_i = \frac{(B+2b)}{3(B+b)} \times h \quad h \text{ cdg}$$

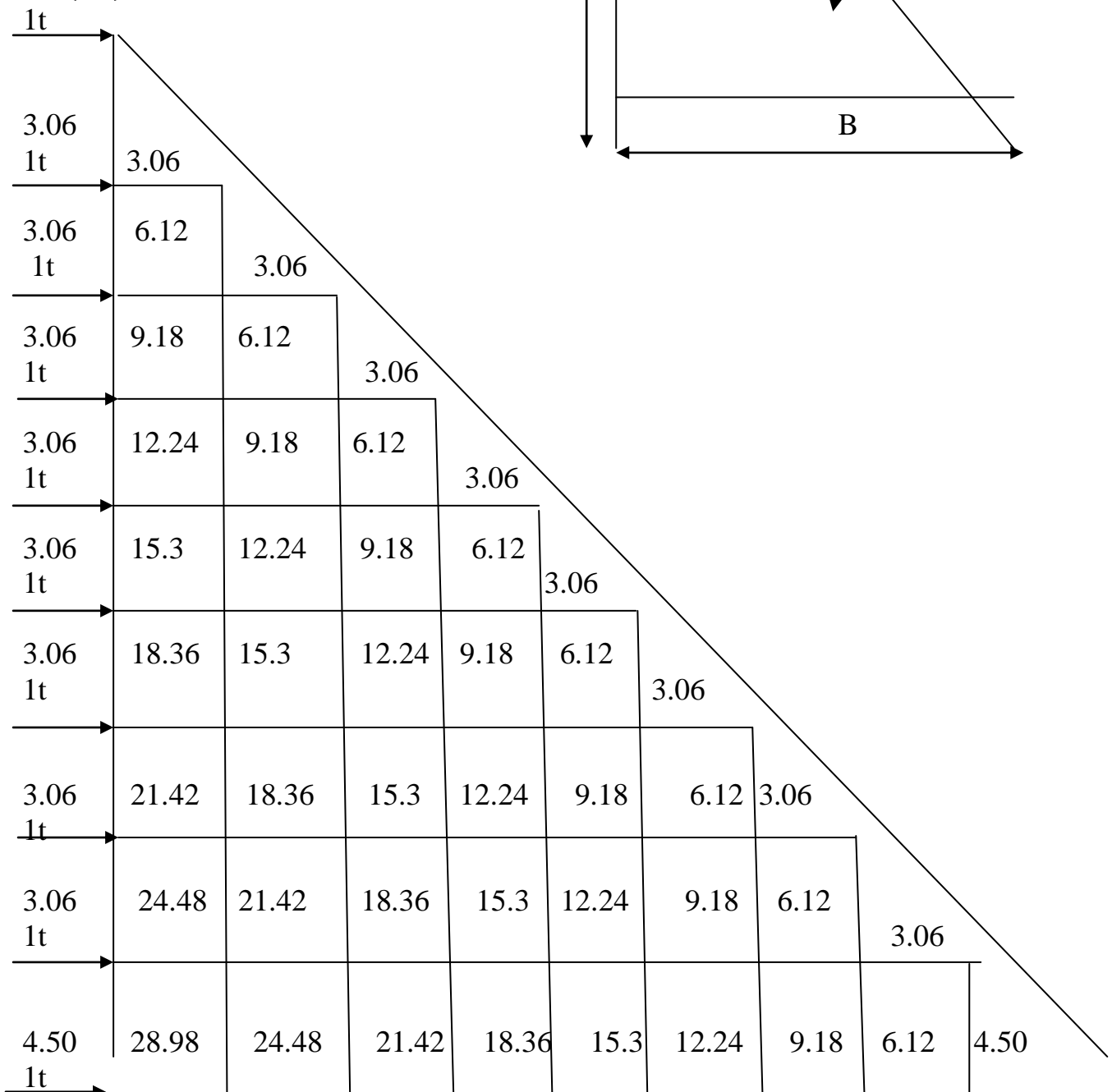
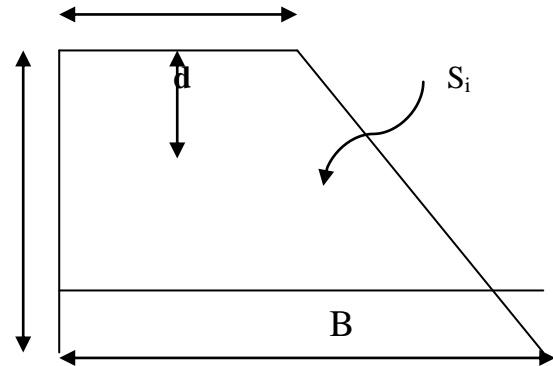


Figure IV.3 : Diagramme des moments des aires.

Chapitre IV Etude de contreventement

Le tableau suivant donne les aires S_i et la position du centre de gravité d_i par diagramme des moments pour chaque étage:

h(m)	B	b	Si (m*m)	di	Si di	fix EI
3.06	3.06	0	4.68	2.04	9.55	40703.70
3.06	9.18	3.06	18.73	1.79	33.43	35192.92
3.06	18.36	9.18	42.14	1.70	71.63	29715.64
3.06	30.6	18.36	74.91	1.66	124.16	24328.99
3.06	45.9	30.6	117.05	1.63	191.02	19119.61
3.06	64.26	45.9	168.54	1.62	272.20	14201.20
3.06	85.68	64.26	229.41	1.60	367.71	9717.95
3.06	110.16	85.68	299.64	1.59	477.54	5818.22
4.5	140.76	110.16	564.57	3.00	1693.71	1693.71

calcul du déplacement des portiques et leurs inerties fictives :

a. Calcul du déplacement des portiques :

➤ La translation est donnée par :

$$E \Delta_n = E \psi_n \times h$$

Avec :

$$E \psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{pn}} + \frac{E \theta_n + E \theta_{n+1}}{2}$$

D'où:

h: hauteur d'étage considéré.

$\sum K_{pn}$: Somme des raideurs des poteaux au niveau (n)

Avec :

$$\sum K_{pn} = \sum \frac{I_{pn}}{h}$$

I_{pn} : inertie des poteaux du niveau (n).

M_n : moment d'étage.

$$M_n = T_n \times h$$

T_n : effort tranchant au niveau (n).

- **La rotation d'étage est donnée par :**

- Pour les poteaux articulés au 1^{er} niveau : $E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1}}$
- pour les poteaux encastres à la base au 1^{er} niveau : $E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$
- Pour les poteaux d'étage courants : $E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn}}$

Avec :

K_{tn} : Raideur des poutres : $K = \frac{I_{tn}}{L}$

K_{pn} : Raideur des poteaux : $K = \frac{I_{pn}}{h}$

h : hauteur d'étage.

L : portée libre de la poutre.

Chapitre IV Etude de contreventement

Niveau	portique	$\Sigma K_{pn} (10^{-4})$	$\Sigma K_{tn} (10^{-4})$	M_n	M_{n+1}	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_n$	$D_n = \Sigma \Delta_n$	$E\phi_n$	I_{en}	ΣI_{en}
8	1-1	0.000239	0.000275	3.06	0	533.47	1571.55	4808.94	14073.55	40703.7	2.89	8.67
	2-2	0.000268	0.000275	3.06	0	475.74	1456.1	4455.66		40703.7		
	3-3	0.000239	0.000275	3.06	0	533.47	1571.55	4808.94		40703.7		
7	1-1	0.000239	0.000275	6.12	3.06	1600.41	3647.71	11162	32779.42	35192.92	1.07	3.21
	2-2	0.000268	0.000275	6.12	3.06	1427.23	3416.81	10455.42		35192.92		
	3-3	0.000239	0.000275	6.12	3.06	1600.41	3647.71	11162		35192.92		
6	1-1	0.000239	0.000495	9.18	6.12	2667.36	5723.88	17515.08	51485.38	29715.64	0.58	1.73
	2-2	0.000268	0.000495	9.18	6.12	2378.73	5377.52	16455.22		29715.64		
	3-3	0.000239	0.000495	9.18	6.12	2667.36	5723.88	17515.08		29715.64		
5	1-1	0.000239	0.000495	12.24	9.18	3734.3	7800.04	23868.13	70191.24	24328.99	0.35	1.040
	2-2	0.000268	0.000495	12.24	9.18	3330.22	7338.23	22454.98		24328.99		
	3-3	0.000239	0.000495	12.24	9.18	3734.3	7800.04	23868.13		24328.99		
4	1-1	0.000239	0.000495	15.3	12.24	4801.25	9876.21	30221.2	88897.16	19119.61	0.22	0.645
	2-2	0.000268	0.000495	15.3	12.24	4281.71	9298.94	28454.76		19119.61		
	3-3	0.000239	0.000495	15.3	12.24	4801.25	9876.21	30221.2		19119.61		
3	1-1	0.000239	0.000817	18.36	15.3	5868.2	11952.37	36574.26	107603.07	14201.2	0.13	0.396
	2-2	0.000268	0.000817	18.36	15.3	5233.2	11259.66	34454.54		14201.2		
	3-3	0.000239	0.000817	18.36	15.3	5868.2	11952.37	36574.26		14201.2		
2	1-1	0.000239	0.000817	21.42	18.36	6935.14	14028.54	42927.33	126308.99	9717.95	0.08	0.231
	2-2	0.000268	0.000817	21.42	18.36	6184.7	13220.37	40454.33		9717.95		
	3-3	0.000239	0.000817	21.42	18.36	6935.14	14028.54	42927.33		9717.95		
1ER	1-1	0.000239	0.00128	24.48	21.42	21.42	8556.98	8002.09	23140.37	5818.22	0.25	0.754
	2-2	0.000268	0.00128	24.48	21.42	21.42	12711.3	7136.19		5818.22		
	3-3	0.000239	0.00128	24.48	21.42	10177.3	8556.98	8002.09		5818.22		
RDC	1-1	0.000239	0.000862	28.98	24.48	7166.21	16965.05	76342.72	224107.82	1693.1	0.01	0.023
	2-2	0.000268	0.000862	28.98	24.48	6554.68	15871.64	71422.38		1693.1		
	3-3	0.000239	0.000862	28.98	24.48	7166.21	16965.05	76342.72		1693.1		

Inerties fictives des portiques dans le sens transversal (Y-Y).

Chapitre IV Etude de contreventement

	Raideur et moments					Rotations et déplacements				Flèche	inerties fictives	
Niveau	portique	$\Sigma K_{pn} (10^{-4})$	$\Sigma K_{tn} (10^{-4})$	Mn	Mn+1	E ϵ_n	E ψ_n	E Δ_n	Dn= $\Sigma \Delta_n$	Efn	I ϵ_n	$\Sigma I_{\epsilon n}$
8	A-A	0.000268	0.000275	3.06	0	475.75	1448.51	4432.45	23813.18	40703.7	1.709	8.55
	B-B	0.000246	0.000275	3.06	0	518.29	1519.42	4649.41		40703.7		
	C-C	0.000285	0.000275	3.06	0	447.37	1377.57	4215.36		40703.7		
	D-D	0.000246	0.000275	3.06	0	518.29	1533.6	4692.83		40703.7		
	E-E	0.000268	0.000275	3.06	0	475.75	1902.99	5823.13		40703.7		
7	A-A	0.000268	0.000275	6.12	3.06	1427.24	3394.04	10385.77		35192.92		
	B-B	0.000246	0.000275	6.12	3.06	1554.88	3521.66	10776.29		35192.92		
	C-C	0.000285	0.000275	6.12	3.06	1342.11	3237.97	9908.17	53623.04	35192.92	0.656	3.28
	D-D	0.000246	0.000275	6.12	3.06	1554.88	3564.23	10906.54		35192.92		
	E-E	0.000268	0.000275	6.12	3.06	1427.24	3805.97	11646.27		35192.92		
6	A-A	0.000268	0.000495	9.18	6.12	2378.73	5339.57	16339.1	83432.91	29715.64		
	B-B	0.000246	0.000495	9.18	6.12	2591.46	5523.91	16903.16		29715.64		
	C-C	0.000285	0.000495	9.18	6.12	2236.84	5098.36	15600.99		29715.64	0.356	1.78
	D-D	0.000246	0.000495	9.18	6.12	2591.46	5594.85	17120.25		29715.64		
	E-E	0.000268	0.000495	9.18	6.12	2378.73	5708.96	17469.4		29715.64		
5	A-A	0.000268	0.000495	12.24	9.18	3330.22	7285.11	22292.43		24328.99		
	B-B	0.000246	0.000495	12.24	9.18	3628.05	7526.16	23030.04		24328.99		
	C-C	0.000285	0.000495	12.24	9.18	3131.58	6958.76	21293.81	113242.77	24328.99	0.215	1.07
	D-D	0.000246	0.000495	12.24	9.18	3628.05	7625.48	23333.96		24328.99		
	E-E	0.000268	0.000495	12.24	9.18	3330.22	7611.94	23292.54		24328.99		
4	A-A	0.000268	0.000495	15.3	12.24	4281.72	9230.64	28245.75		19119.61		
	B-B	0.000246	0.000495	15.3	12.24	4664.63	9528.4	29156.91		19119.61		
	C-C	0.000285	0.000495	15.3	12.24	4026.32	8819.16	26986.63	143052.63	19119.61	0.134	0.67
	D-D	0.000246	0.000495	15.3	12.24	4664.63	9656.1	29547.67		19119.61		
	E-E	0.000268	0.000495	15.3	12.24	4281.72	9514.93	29115.67		19119.61		
3	A-A	0.000268	0.000817	18.36	15.3	5233.21	11176.17	34199.08		14201.2		
	B-B	0.000246	0.000817	18.36	15.3	5701.22	11530.65	35283.78		14201.2		
	C-C	0.000285	0.000817	18.36	15.3	4921.05	10679.56	32679.44	172862.5	14201.2	0.082	0.41
	D-D	0.000246	0.000817	18.36	15.3	5701.22	11686.73	35761.38		14201.2		
	E-E	0.000268	0.000817	18.36	15.3	5233.21	11417.91	34938.81		14201.2		
2	A-A	0.000268	0.000817	21.42	18.36	6184.7	13121.7	40152.4		9717.95		
	B-B	0.000246	0.000817	21.42	18.36	6737.8	13532.89	41410.66		9717.95		
	C-C	0.000285	0.000817	21.42	18.36	5815.79	12539.96	38372.26	127884.89	9717.95	0.076	0.38
	D-D	0.000246	0.000817	21.42	18.36	6737.8	13717.35	41975.09		9717.95		
	E-E	0.000268	0.000817	21.42	18.36	6184.7	13320.9	40761.94		9717.95		
	A-A	0.000268	0.00128	24.48	21.42	7136.19	15067.23	46105.73		5818.22		
	B-B	0.000246	0.00128	24.48	21.42	7774.39	15535.14	47537.53		5818.22		

1	C-C	0.000285	0.00128	24.48	21.42	6710.53	14400.35	44065.08	230136.73	5818.22	0.025	0.13
	D-D	0.000246	0.00128	24.48	21.42	7774.39	15747.98	48188.8		5818.22		
	E-E	0.000268	0.00128	24.48	21.42	7136.19	14457.38	44239.58		5818.22		
RDC	A-A	0.000268	0.000862	28.98	24.48	6554.68	15792.73	71067.29		1693.1		
	B-B	0.000246	0.000862	28.98	24.48	7008.39	16442.47	73991.13	342996.46	1693.1		
	C-C	0.000285	0.000862	28.98	24.48	6242.41	15099.08	67945.88		1693.1	0.005	0.02
	D-D	0.000246	0.000862	28.98	24.48	7008.39	16598.61	74693.75		1693.1		
	E-E	0.000268	0.000862	28.98	24.48	6554.68	12288.54	55298.41		1693.1		

Inerties fictives des portiques dans le sens longitudinal (X-X).

Les inerties fictives des portiques par niveau :

Niveau	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	sommes
Sens X-X	0.02	0.13	0.38	0.41	0.67	1.07	1.78	3.28	8.55	16.29
Sens Y-Y	0.023	0.75	0.23	0.4	0.64	1.04	1.73	3.21	8.67	16.69

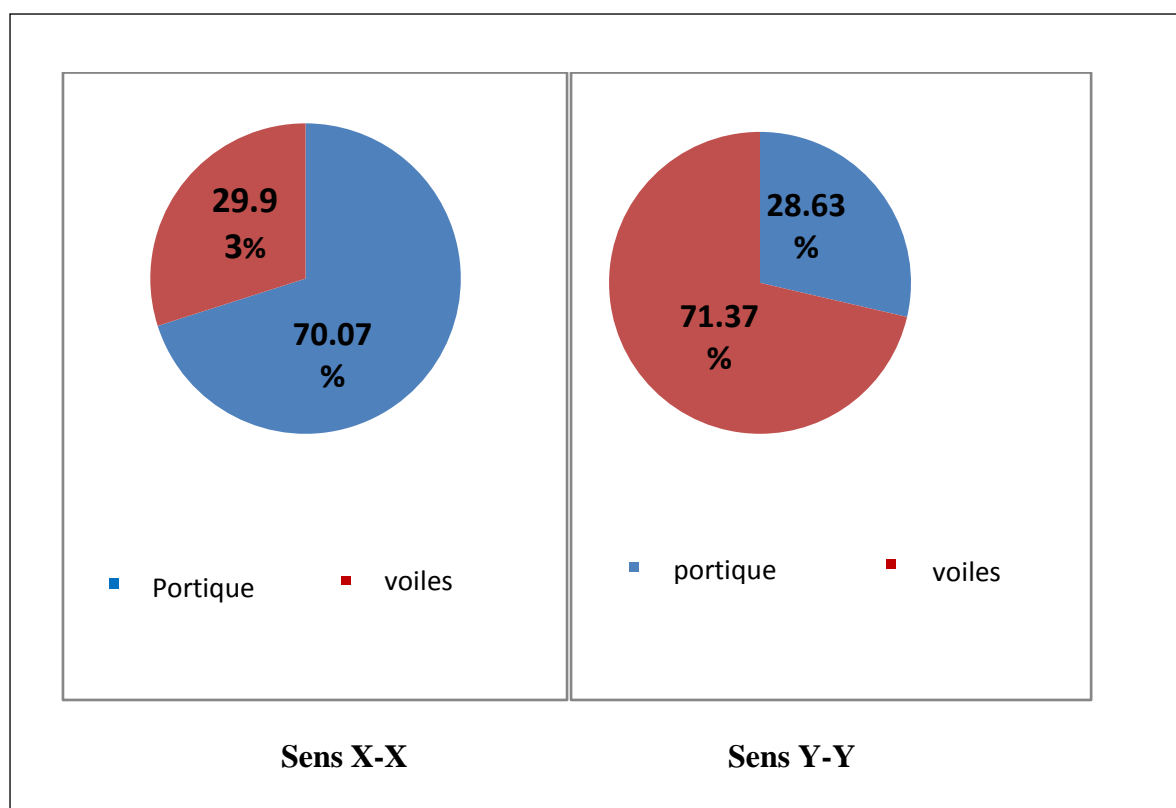
IV.4 Comparaison des inerties des voiles et portiques :

➤ **Sens X-X :**

	Inertie (m ⁴)	Pourcentage(%)
portique	1.85	70.07%
voiles	0.792	29.93%
Voiles+portiques	2.64	100%

➤ **Sens Y-Y :**

	Inertie (m ⁴)	Pourcentage(%)
portique	1.81	28.63%
voiles	4.51	71.37%
Voiles+portiques	6.32	100%



IV.5 Conclusion :

En comparant les résultats, on voit bien que dans les deux sens (longitudinal et Transversal) le système de contreventement doit travailler conjointement par les portiques et les voiles.

Dans ce cas notre système de contreventement est mixte assuré par des voiles et des portiques Le contreventement doit donc être assuré conjointement par les deux systèmes.

Le RPA prescrit pour ce système de contreventement « mixte, assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles », les recommandations suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales.

- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques.
- Proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions a tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales.

au moins **25%** de l'effort tranchant d'étage.

Donc :

On prend le coefficient de comportement **R=5**

Vérifications aux exigences du RPA

V-1-Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent sous les charges verticales et horizontales, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF, dans le but de décomposer la structure en plusieurs éléments. On détermine les inconnus aux niveaux des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolation on balaie tout élément puis toute la structure. Est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voir même peu fiable.

À l'aide de logiciel **ETABS** qui est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique (**G, Q**) et dynamique (**séisme**).

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, le principe de la dynamique des structures doit être appliqué pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure. Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliquée quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté pour cela les ingénieurs essayent de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle qui doit être la plus proche possible de la réalité.

V-2- Choix de la méthode de calcul :

On distingue deux cas:

❖ **Calcul statique:**

C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges verticales (**G** et **Q**).

❖ **Calcul dynamique :**

C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges horizontales (**E**), pour son calcul on distingue les méthodes suivantes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (**RPA99/version 2003**).

V-3- Méthode statique équivalente :

1- Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment étudié doit être régulier en plan et en élévation ; avec au plus :

H égale à 65 m pour les zones **I ; IIa ; IIb.**

H égale à 30 m pour la zone **III.**

b) Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires exigées par le **RPA (ART4.1.2)**

Zone IIa :

- groupe d'usage 3.
- groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m

■ Remarque:

Dans notre cas le bâtiment présente une zone de sismicité Zone IIa avec un groupe d'usage 2 et une hauteur totale de 31,53m

En remarque que la 2^{ème} condition n'est pas satisfaite car $H=31.53 > m\ 23\ m$, donc on peut pas utiliser cette méthode.

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser **la méthode dynamique modale spectrale** en utilisant le spectre de réponse défini dans le **RPA 99 version 2003.**

2-Méthode modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

❖ Principe de la méthode :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentée par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

❖ Hypothèses de calcul :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.

- Les planchers doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

3- Etapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1- Introduction de la géométrie du modèle.
- 2- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- 3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- 4- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- 5- Définition des charges statiques (G, Q).
- 6- Définition de la charge sismique E.
- 7- Introduction des combinaisons d'actions.
- 8- Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
- 9- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).

Après avoir réalisé toutes ces étapes, on obtient la vue en 3D ci-dessous :

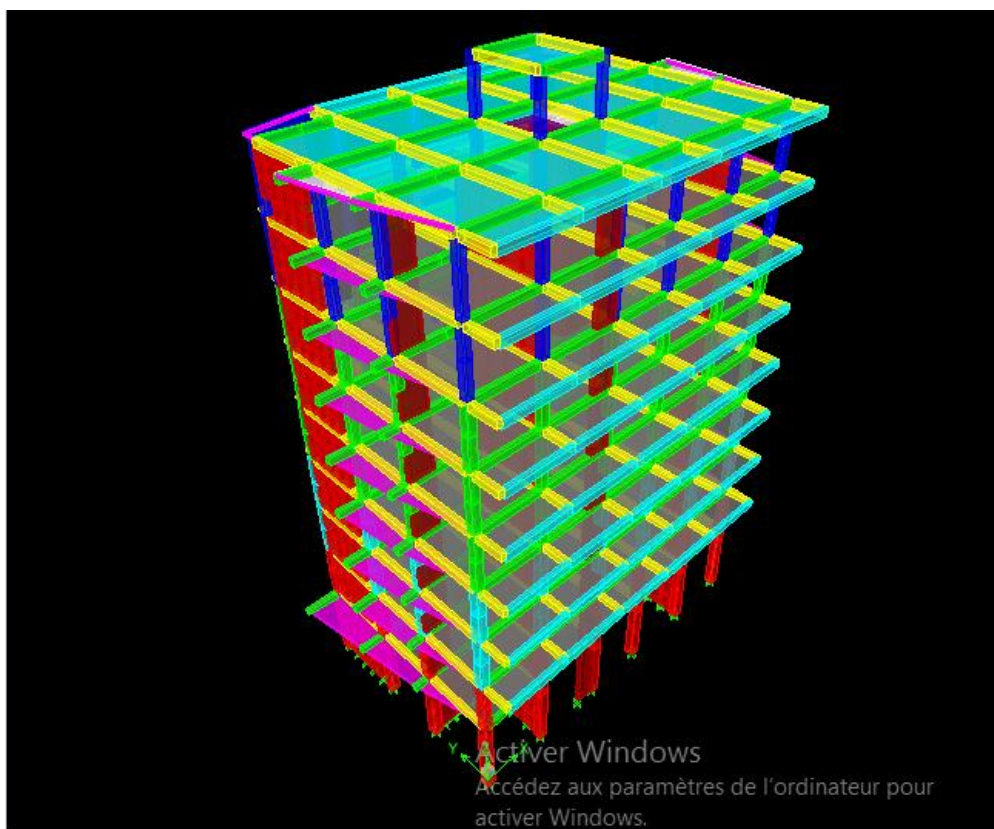


Figure V-1 :Vue en trois dimensions de la structure.

4-Détermination des paramètres de spectre de réponse

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 0.3s \end{cases}$$

T (sec) : la période avec une précision de 0.1 sec.

A : coefficient d'accélération de zone.

R : coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

❖ **Facteur de correction d'amortissement η :**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 7\% \quad (\text{formule 4.3 de RPA})$$

$\varepsilon(\%)$: pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, donnée par le tableau (4.2 RPA 99/V2003).

$\varepsilon = 7\%$: Construction auto stable.

$\varepsilon = 10\%$: Contreventement par des voiles.

Pour une construction mixte en prend la moyenne : $\varepsilon = 8,5\%$

❖ **Facteur de qualité de la structure :**

Le facteur de qualité **Q** dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux.....etc.).

La formule empirique donnée par R P A 99 est la suivante:

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 p_q \quad (\text{formule 4.4 de RPA})$$

Avec :

P_q : la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère q.

➤ **Conditions minimales sur les files du contreventement :**

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement

Condition vérifiée dans les deux sens (X-X et Y-Y)

➤ **Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en plan au moins quatre (04) files de portiques ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant d'espacement en dépassant pas 1,5.

Suivant X-X : condition non vérifiée

Suivant Y-Y : condition vérifiée

➤ **Régularité en plan :**

la structure est classée non régulière en plan. (cf 3.5 1a).

➤ **Régularité en élévation :**

la structure est classée non régulière en élévation (cf 3.5 1b).

➤ **Contrôle de la qualité des matériaux et de l'exécution :**

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003

❖ **Tableau donnant les valeurs des pénalités P_q :**

✓ **Sens longitudinale :**

Critère q »	Pénalités P_q
Conditions minimales sur les files de contreventement.	0
Redondance en plan.	0.05
Régularité en plan.	0.05
Régularité en élévation.	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux.	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	0
	1.15

Tableau V.1: Valeurs des pénalités P_q dans le sens longitudinal

✓ . Sens transversal

Critère q »	Pénalités P _q
Conditions minimales sur les files de contreventement.	0
Redondance en plan.	0
Régularité en plan.	0.05
Régularité en élévation.	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux.	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	0
	1.10

Tableau V.2: Valeurs des pénalités P_q dans le sens transversal

■ Remarque

Dans le spectre de réponse la valeur de Q à introduire est la plus défavorable **Q = 1.15**.

➤ Pour notre structure les paramètres considérés sont résumés dans le tableau suivant :

Caractéristiques	Désignation	Article de RPA
Le site	S3	Article 3.3.1
La zone	II	ANNEXE 1
Le groupe d'usage	2	2 Article 3.2
Remplissage	dense	Tableau 4.2
Facteurs de qualité Q	1.15	Tableau 4.4
Coefficient de comportement R	5	Tableau 4.3

Tableau V.3 : Caractéristiques du spectre de réponse.

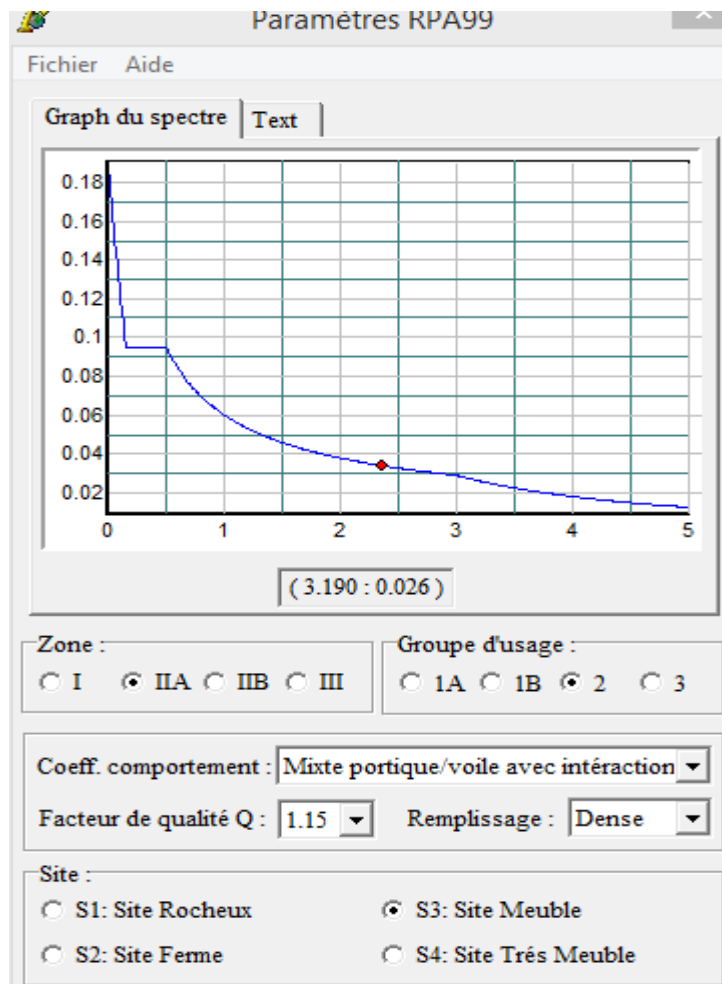


Figure V.1: Spectre de réponse de calcul.

IV.6 : Vérifications des exigences de RPA 99 modifier 2003 :

1- Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure :

Il faut vérifier que : $V_t \geq 0.80 V$ (Art 4.3.6 de RPA)

V_t : Effort tranchant à la base de la structure (Tirer des résultats de l'ETABS)

Pour le calcul de la valeur de **V** on va se baser sur **la méthode statique équivalente**.

$$V = \frac{ADQ}{R} W_T \quad (4.1 \text{ RPA99})$$

Application :

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 de RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Groupe 2} \\ \Pi_a \end{array} \right\} A=0.15$$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3 \end{cases}$$

Avec :

η :facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7 \text{ (Formule 4.3 de RPA)}$$

Où ξ : (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. (**Tableau 4.2 de RPA**)

On prend $\xi = (10+7)/2 = 8.5$

Avec :

$$\eta = 0.81 \geq 0.7$$

T₂ : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le (tableau 4.7 de RPA) **T₂(S3) = 0,5 sec**

T : La période fondamentale donnée par le logiciel ETABS, **T = 0.964 s.**

$$D = 2,5 (T_2 / T)^{2/3} \quad \text{Car} \quad T_2 = 0.5 \text{ s} \leq T = 0.964 \text{ s} \leq 3 \text{ s}$$

$$D = 1.61$$

R : coefficient de comportement global de la structure Pour une structure en béton armé à contreventement par voiles.

Donc : R = 5.

Q : Facteur de qualité, défini par : $Q = 1 + \sum P_a$

Avec : Q = 1,15

W: poids de la structure.

Donc pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W G_i + \sum W Q_i$ où $W T = \sum^{10}_1 W_i$

W G_i : Le poids de niveau i revenant a la charge permanente.

W Q_i : Le poids de niveau i revenant a la charge d'exploitation.

B: Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charged'exploitation et donné par le tableau (4-5 du RPA99).

Dans notre cas et pour un bâtiment a usage habitation :

$\beta=0,20$.

Dans notre cas

$$W=28860.37\text{KN}$$

AN :

$$V = \frac{ADQ}{R} W = \frac{0.15 \times 1.61 \times 1.15}{5} W = 0.055W$$

$$V = 1603.049\text{KN}$$

Vérification :

$$V_x = 2291.15\text{KN} > 80\% V = 1282.43\text{KN}$$

$$V_y = 2735.09\text{KN} > 80\% V = 1282.43\text{KN}$$

.....**Condition vérifiée**

5-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.

Le déplacement horizontal : à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

D'après le **RPA 99 (Art 4.4.3)** : $\delta K = R \times \delta ek$

Avec :

δk : déplacement du aux forces sismique. Fi (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif : au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à : $\Delta K = \delta K - \delta_{K-1}$

Story	Diaphragm	$\delta_{kx}[\text{m}]$	$\delta_{ky}[\text{m}]$	ΔKx	ΔKy	1%He	conclusion
STORY8	D9	0.0314	0.0226	0.0032	0.0029	0.0306	cv
STORY7	D8	0.0282	0.0197	0.0035	0.003	0.0306	cv
STORY6	D7	0.0247	0.0167	0.0037	0.0037	0.0306	cv
STORY5	D6	0.0210	0.0137	0.004	0.003	0.0306	cv
STORY4	D5	0.0170	0.0107	0.0041	0.0029	0.0306	cv
STORY3	D4	0.0129	0.0078	0.004	0.0026	0.0306	cv
STORY2	D3	0.0089	0.0052	0.0037	0.0023	0.0306	cv
STORY1	D2	0.0052	0.0029	0.0031	0.0018	0.0306	cv
RDC	D1	0.0021	0.0011	0.0021	0.0011	0.0450	cv

TableauV.4 : Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey.

D'après les valeurs trouvées sur le tableau ci-dessus, on admet que la condition du RPA vis-à-vis des déformations est vérifiée

Conclusion :

Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le RPA 99 qui égale à 1% de la hauteur d'étage.

6-Déplacement maximal :

Dans cette étape on doit déterminer le déplacement maximal de la structure avec le logiciel ETABS et le comparer à la flèche admissible f_{adm}

$$f_{adm} = \frac{H_t}{500} = \frac{31,53}{500} = 0,06306 \text{ m (ART B.6.5,3 /BAEL91)}$$

Suivant x

$$\delta_{x \max} = 0.0314 \leq 0.06306 \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

Suivant y

$$\delta_{y \max} = 0.0226 \leq 0.06306 \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

❖ Détermination du déplacement maximal avec ETABS

• Dans le sens longitudinal

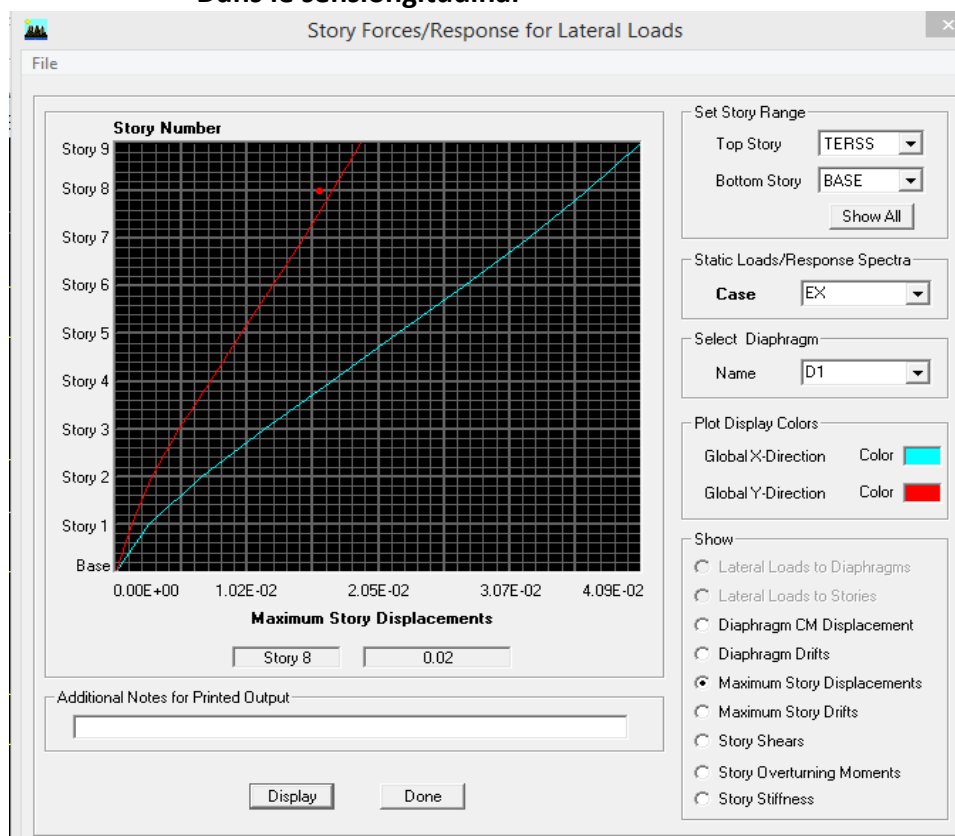


Fig. V-2. : Déplacement max suivant X-X

- **Dans le sens transversal**

De même, on remplace la direction Ex par Ey, et on relève la valeur du déplacement suivant cette

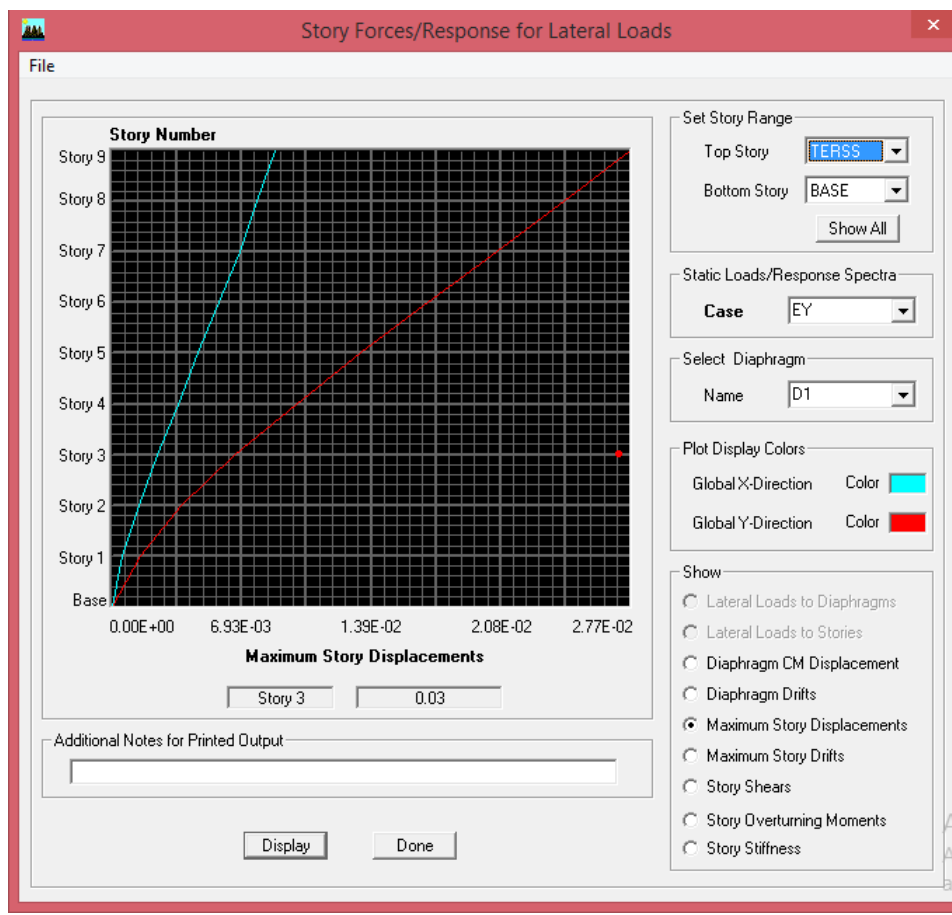


Fig. V-3 : déplacement max suivant Y-Y

$$\delta_{\max} = 0.03 \quad 14 \leq f = H_t/500 = 0.0630$$

condition vérifiée

Conclusion:

Le déplacement maximal est inférieur à la flèche admissible, donc la condition vis-à-vis la flèche est vérifiée.

7-Nombre de mode à considérer : (Art 4.3.4 / RPA2003)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

- où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	SumRZ	RZ
1	0.964502	68.9706	0.8125	68.9706	0.8125	4.8880	5.2093
2	0.70694	0.7848	70.4162	69.7554	71.2287	4.9526	0.0822
3	0.614624	5.102	0.0014	74.8574	71.2301	72.072	66.785
4	0.255828	14.8332	0.1015	89.6906	71.3316	72.902	0.8706
5	0.158688	0.0702	18.5472	89.7607	89.8788	72.917	0.0173
6	0.144578	0.9796	0.0055	90.7403	89.8843	90.617	17.6523
7	0.115189	4.7823	0.0338	95.5227	89.9181	90.823	0.221
8	0.104506	0.0195	0.3219	95.5422	90.24	90.823	0.0001
9	0.095096	0.2664	0.0003	95.8086	90.2404	90.930	0.1097
10	0.091235	0.1023	0.0031	95.9108	90.2435	90.930	0.0019
11	0.06531	2.084	0.0294	97.9949	90.2729	90.962	0.0267
12	0.065066	0.0316	5.8383	98.0264	96.1113	90.970	0.0087

Tableau V .5: Période et participation massique

Dans notre cas :

La somme des masses modales dans le 8ème mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment.

8-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 : CM : centre de masse.

CR : centre de rigidité.

➤ **Suivant le sens x-x : $L_x = 21.9m$**

On doit vérifier que : $|CM - CR| \leq 5\% Lx$

Excentricité suivant x-x

Story	Diaphragm	XCCM	XCR	$ CM - CR $	5%Lx	vérification
RDC	DA1	9,202	9,351	-0,149	1,095	Vérifiée
ETG1	DA2	9,209	9,386	-0,177	1,095	Vérifiée
ETG2	DA3	9,21	9,392	-0,182	1,095	Vérifiée
ETG3	DA4	9,211	9,396	-0,185	1,095	Vérifiée
ETG4	DA5	9,212	9,399	-0,187	1,095	Vérifiée
ETG5	DA6	9,212	9,401	-0,189	1,095	Vérifiée
ETG6	DA7	9,213	9,401	-0,188	1,095	Vérifiée
ETG7	DA8	9,213	9,4	-0,187	1,095	Vérifiée
TERSS	DA9	9,229	9,396	-0,167	1,095	Vérifiée
TERSS-1	D10	9,2	9,278	-0,078	1,095	Vérifiée

Tableau V.6: Comparaison des excentricités dans le sens x-x

Suivant le sens y-y : $Ly = 14.99m$

On doit vérifier que : $|CM - CR| \leq 5\% Ly$

Excentricité suivant y-y

Story	Diaphragm	YCM	YCR	$ CM - CR $	5%Lx	vérification
RDC	DA1	5,972	5,522	0,45	1,095	Vérifiée
ETG1	DA2	5,674	5,873	-0,199	1,095	Vérifiée
ETG2	DA3	5,668	5,745	-0,077	1,095	Vérifiée
ETG3	DA4	5,663	5,556	0,107	1,095	Vérifiée
ETG4	DA5	5,659	5,353	0,306	1,095	Vérifiée
ETG5	DA6	5,659	5,153	0,506	1,095	Vérifiée
ETG6	DA7	5,654	5,967	-0,313	1,095	Vérifiée
ETG7	DA8	5,628	5,804	-0,176	1,095	Vérifiée
TERSS	DA9	5,683	5,677	0,006	1,095	Vérifiée
TERSS-1	D10	5,8	5,851	-0,051	1,095	Vérifiée

Tableau V.7: Comparaison des excentricités dans le sens y-y

Suivant le sens y-y : $Ly = 14.99m$

9-Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ :

L'effet P-Delta ou effet de 2^{ème} ordre peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta \leq 0.1$

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_k}{V_K \times h_K}$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k »

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau

« k-1 » h_k : hauteur de l'étage « k »

Niv	P_k	Sens x-x (sous E_x)				Sens y-y (sous E_y)			
		Δ_k	V_k	$V_k \times h_k$	θ	Δ_k	V_k	$V_k \times h_k$	θ
9	3410.41	0.0032	546.63	1672.6878	0.00652	0.0029	670.13	2050.5978	0.0048
8	6531.22	0.0035	949.60	2905.776	0.00786	0.003	1168.41	3575.3346	0.0054
7	9686.85	0.0037	1267.37	3878.1522	0.00924	0.0037	1545.50	4729.23	0.0075
6	12842.47	0.004	1531.02	4684.9212	0.01096	0.003	1861.62	5696.5572	0.0067
5	15998.09	0.0041	1751.55	5359.743	0.01223	0.0029	2128.50	6513.210	0.0071
4	19193.49	0.004	1944.59	5950.4454	0.01290	0.0026	2343.78	7171.9668	0.0069
3	22388.89	0.0037	2104.76	6440.5656	0.01286	0.0023	2518.52	7706.6712	0.0066
2	25629.04	0.0031	2228.45	6819.057	0.01165	0.0018	2654.22	8121.9132	0.0056
1	28860.37	0.0021	2294.01	10323.045	0.00587	0.0011	2722.84	12252.78	0.0025

Tableau. IV .8. justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ dans les deux Sens

On constate que θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieurs à « 0.1 ». Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure

CONCLUSION :

D'après les résultats obtenus ci-dessus, nous pouvons conclure que :

- L'effort tranchant à la base de la structure est vérifié.
- L'excentricité est vérifiée
- Le pourcentage de participation massique est vérifié
- Les déplacements relatifs et la Justification vis-à-vis des déformations sont vérifiés.
- L'effet du 2^{ème} ordre (l'effet $P-\Delta$) est vérifié.

Après avoir effectué toutes les vérifications selon les exigences du RPA, nous pouvons passer au ferrailage des éléments structuraux.

Remarque :

Durant la modélisation on a été ramener à augmenter les sections des poteaux.

VI.2. Les poutres :

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible

- $1.35G + 1.5Q$ l'ELU selon le **BAEL91**.
- $G + Q \pm E$**RPA 99 V 2003**
- $0.8G \pm E$ **RPA 99 V 2003**

Le ferrailage se fera suivant le moment **max** pour chaque zone (travée, appuis). Ensuite on effectuera les vérifications à l'ELU, à l'ELS et au **RPA99**.

1-Recommandations et exigences du RPA99 révisé en 2003 et du BAEL 91 pour la zone IIa:

➤ Armatures longitudinales (Article 7.5.2.1) :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section :

-Poutre principales : $(25 \times 35) = A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 35 = 4.375 \text{ cm}^2$

-Poutre secondaire : $(25 \times 35) = A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 35 = 4.375 \text{ cm}^2$

-poutre palière : $(25 \times 30) = A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 30 = 3.75 \text{ cm}^2$

-Poutres de chainage : $(25 \times 35) = A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 35 = 4.375 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$A_{\max} = 4\% (b \times h)$ en zone courante.

$A_{\max} = 6\% (b \times h)$ en zone de recouvrement.

-Poutres principales (25x 35) :

$A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2$ (zone courante).

$A_{\max} = 0.06 \times 25 \times 35 = 52.5 \text{ cm}^2$ (zone de recouvrement)

-Poutres secondaire et chainage (25x 35) :

$A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2$ (zone courante).

$A_{\max} = 0.06 \times 25 \times 35 = 52.5 \text{ cm}^2$ (zone de recouvrement)

-poutre palière (25x30) :

$A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 30 = 30 \text{ cm}^2$ (zone courante).

$A_{\max} = 0.06 \times 25 \times 30 = 45 \text{ cm}^2$ (zone de recouvrement).

➤ **Armatures transversales (Article 7.5.2.2)**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

- L'espacement :

Zone nodale : Minimum de $(h/4, 12 \varphi)$.

En dehors de la zone nodale : $S \leq h/2$.

- La valeur du diamètre φ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

❖ **Disposition constructive :**

Conformément au **CBA 93** annexe E3, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

- $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

Remarque :

Au moins la moitié de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

2. Etape de calcul a l'ELU

➤ Armatures longitudinales

En flexion simple, donc la détermination de la section d'armature des poutres se fait en suivant les étapes suivantes :

Soit : A_{st} → section d'armatures tendues.

A_{sc} section d'armatures comprimées.

• Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M}{b \times f_{bu} \times d^2} \quad \text{avec:} \quad f_{bu} = \frac{0,85 f_{c25}}{b} \quad (\text{Art BAEL B66}).$$

Avec :

h : Hauteur de la section du béton

b : Largeur de la section du béton

d : Hauteur utile ($d = h - c$)

c : Distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

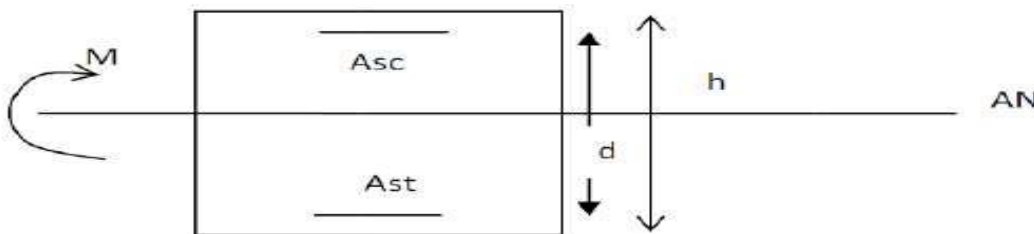
• Calcul du moment réduit limite (μ_1)

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_b = 1.15 \\ \text{FeE400} \end{array} \right\} \mu_1 = 0.392$$

En comparaison entre la valeur de (μ) et de (μ_1) nous mène à deux cas qui sont à étudier :

➤ Premier cas : $\mu < \mu_1$ Section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaire $A_{sc}=0$



$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\sigma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

Figure-1- : Section rectangulaire simplement armée

➤ Deuxième cas : $\mu > \mu_1$ Section doublement armée (SDA) :

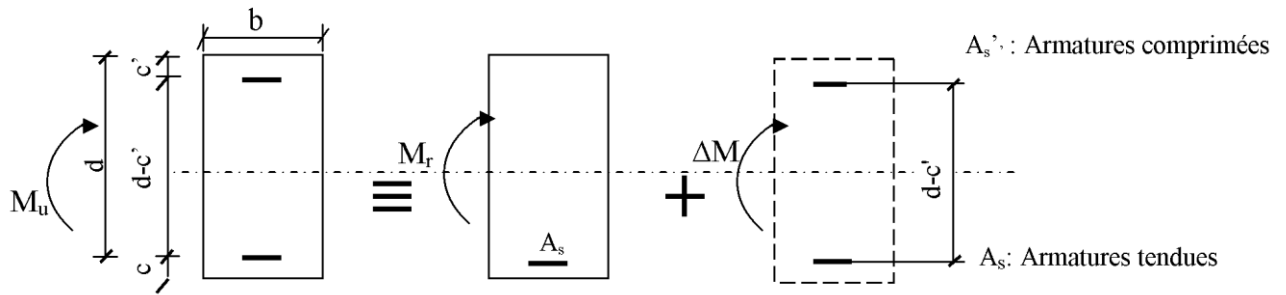


Figure-2- : Section rectangulaire doublement armée

- $M_1 = \mu_1 b d^2 \gamma_s f_{bc}$ avec $\mu_1 = 0.392$
- $\Delta M = M_u - M_1$
- $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$
- $A = \frac{M_1}{\beta_1 d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$
- $A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$

❖ Les coefficients γ_b , γ_s et θ

La valeur de ces derniers varie en fonction de la situation et de la durée d'application (t) de l'action considérée tel que :

- En situation courante et pour $t > 24 \text{ h}$ (ELU et ELS) :
 $\gamma_b = 1.5$, $\gamma_s = 1.15$ et $\theta = 1$.
- En situation accidentelle et pour $t \leq 1 \text{ h}$ (Combinaisons sismiques) :
- $\gamma_b = 1.15$, $\gamma_s = 1$ et $\theta = 0.85$.

Exemple de calcul A l'ELU :

■ Calcul des armatures longitudinales :

Elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées résultant des combinaisons des charges les plus défavorables obtenues par les calculs comme suit :

Poutres principales (25x 35) : (Amin = 4.375)

❖ Appuis : $M_{\max} = 100.65 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{ACC}$

• Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{100.65 \times 10^6}{250 \times 325^2 \times 18.47} = 0.206$$

Avec : $f_{bu} = 18.47 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ACC}$

$$d = 350 - 25 = 325 \text{ mm}$$

$$\mu = 0.206 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow (\text{SSA})$$

$$\mu = 0.206 \beta = 0.883 \text{ (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

➤ *Armatures principales:*

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{100.65 \times 10^6}{0.883 \times 325 \times 400} = 876.81 \text{ mm} = 8.76 \text{ cm}^2$$

Avec :

- σ_{st} : contrainte des aciers tendus

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

- $\gamma_s = 1$ cas accidentel

❖ Travée :

$M_{\max} = 49.53 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{ELU}$

• Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{49.53 \times 10^6}{250 \times 325^2 \times 14.2} = 0.132$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \sigma_b = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$d = 35 - 2.5 = 325 \text{ mm}$$

$$\mu = 0.132 < \mu_1 = 0.392 \text{ SSA} \longrightarrow$$

$$\mu = 0.132 \quad \beta = 0.929 \text{ (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

➤ **Armatures principales:**

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{49.53 \times 10^6}{0.929 \times 325 \times 348} = 473.43 \text{ mm}^2 = 4.73 \text{ cm}^2$$

Avec :

- σ_{st} : contrainte des aciers tendus

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

- $\gamma_s = 1.15$

	M _{max} (KN.m)	comb	OBS	β	A _{min} Cm ²	A _{scalu} Cm ²	A _{adop}	Ferrailage
Aux appuis	100.65	ACC	SSA	0.883	2.187	8.76	9.24	3HA14(fil)+3HA14(chap)
En travée	49.53	ELU	SSA	0.929	2.187	4.73	8.01	3AH14(fil)+3HA12(chap)

Tableau .VI.1.: ferrailage des poutres principales

-Poutres secondaire (25x 35) : (Amin =4.375)

❖ **Appuis** : M_{max} = 92.86 KN.m.....ACC

- **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{92.86 \times 10^6}{250 \times 325^2 \times 18.47} = 0.190$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = 18.47 \text{ MPa}$$

$$d = 350 - 2.5 = 325 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.190 < \mu_1 = 0.392 \text{ SSA} \longrightarrow$$

$$\mu = 0.190 \quad \beta = 0.894 \text{ (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

➤ *Armatures principales:*

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{92.86 \times 10^6}{0.894 \times 325 \times 400} = 799.001 \text{ mm}^2 = 8 \text{ cm}^2$$

Avec :

❖ Travée :

- σ_{st} : contrainte des aciers tendus

$$M_{\max} = 45.2 \text{ KN}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

• Calcul du mome:

- $\gamma_s = 1$ cas accidentel

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{45.2 \times 10^6}{250 \times 325^2 \times 18.47} = 0.092$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \sigma_b = 18.47$$

$$d = 350 - 25 = 325 \text{ mm}$$

$$\mu = 0.192 < \mu_1 = 0.392 \text{ SSA} \longrightarrow$$

$$\mu = 0.168 \beta = 0.952 \text{ (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

➤ *Armatures principales:*

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{45.20 \times 10^6}{0.952 \times 325 \times 400} = 365.22 \text{ mm}^2 = 3.65 \text{ cm}^2$$

Avec :

- σ_{st} : contrainte des aciers tendus

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

	M _{max} (KN.m)	comb	OBS	β	A _{min} Cm ²	A _{scalu} Cm ²	A _{adop}	Ferrailage
Aux appuis	92.86	ACC	SSA	0.190	2.187	8	8.01	3HA14+3AH12
En travée	45.20	ACC	SSA	0.192	2.187	3.65	4.62	3HA14

Tableau VI.2. :Ferrailage des poutres secondaires.

-Poutres chainage (25x 35) : (A_{min} =4.375)❖ **Appuis** : M_{max} =23.37KN.mELU

• Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{23.37 \times 10^6}{250 \times 320^2 \times 14.2} = 0.064$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \sigma_b = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.064 < \mu_1 = 0.392 \text{ SSA} \longrightarrow$$

$$\mu = 0.054 \beta = 0.967 \text{ (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

➤ **Armatures principales:**

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{23.37 \times 10^6}{0.967 \times 320 \times 348} = 217 \text{ cm}^2 = 2.17 \text{ cm}^2$$

Avec :

- σ_{st} : contrainte des aciers tendus

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

- $\gamma_s = 1.15$

❖ Travée

$M_{\max} = 15.37 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{ L'ELU}$

- Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15.37 \times 10^6}{250 \times 320^2 \times 14.2} = 0.040$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \sigma_b = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$d = 35 - 2 = 33 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.042 < \mu_1 = 0.392 \text{ SSA} \longrightarrow$$

$$\mu = 0.042 \beta = 0.980 \text{ (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

➤ *Armatures principales:*

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{15.21 \times 10^6}{0.980 \times 325 \times 348} = 137.22 \text{ mm}^2 = 1.37 \text{ cm}^2$$

Avec :

- σ_{st} : contrainte des aciers tendus

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

$$\gamma_s = 1.15 \text{ autrecas}$$

	M_{\max} (KN.m)	comb	OBS	β	A_{\min} Cm^2	A_{scalu} Cm^2	A_{adop}	Ferrailage
Aux appuis	23.37	ELU	SSA	0.967	2.187	2.17	3.39	3AH12
En travée	11.37	ELU	SSA	0.980	2.187	1.37	3.39	3HA12

Tableau VI.3.: ferrailage des poutres de chainages.

-Poutres palier (25x 30) : (Amin =3.75)❖ **Appuis** : $M_{\max} = 12.9 \text{ KN.m}$ACC• **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12.9 \times 10^6}{250 \times 275^2 \times 18.47} = 0.036$$

Avec : $f_{bu} = \sigma_b = 18.47 \text{ MPa}$

$$\mu = 0.036 < \mu_1 = 0.392 \text{ SSA} \longrightarrow$$

$$\mu = 0.036 \beta = 0.982 \text{ (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

➤ **Armatures principales:**

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12.9 \times 10^6}{0.982 \times 275 \times 400} = 119.42 \text{ mm}^2 = 1.194 \text{ cm}^2$$

Avec :

- σ_{st} : contrainte des aciers tendus

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

❖ **Travée :**

- $\gamma_s = 1$ cas accidentel

$$M_{\max} = 9.49 \text{ KN.m}$$

• **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.49 \times 10^6}{250 \times 275^2 \times 18.47} = 0.027$$

Avec : $f_{bu} = \sigma_b = 18.47 \text{ MPa}$

$$\mu = 0.027 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.027 \beta = 0.987 \text{ (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

➤ **Armatures principales:**

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9.49 \times 10^6}{0.987 \times 275 \times 348} = 87.40 \text{ mm}^2 = 0.874 \text{ cm}^2$$

Avec :

- σ_{st} : contrainte des aciers tendus

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

	M _{max} (KN.m)	comb	OBS	β	A _{min} Cm ²	A _{scalu} Cm ²	A _{adop}	Ferrailage
Aux appuis	12.9	ACC	SSA	0.982	1.875	1.19	3.39	3AH12
En travée	9.49	AAC	SSA	0.987	1.875	0.87	3.39	3HA12

Tableau VI.4. :Ferrailage de poutres palière

■ Calcul des armatures transversales :

Poutres principales (25x35) :

Espacement maximum entre les armatures transversales

- Zone nodale : $St_{max} \leq \min(h/4, 12 \varphi) = \min(35/4, 12 \times 1,2) = \Rightarrow St \leq (8.75 ; 14.4) \text{ cm.}$
 φ : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

St= 8cm

- Zone courante : $St \leq h/2 = 35/2 = 17.5 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{St=15 \text{ cm.}}$

D'où :

- Zone nodale : $At = 0.003.s.b = 0.003 \times 8 \times 25 = 0.6 \text{ cm}^2.$
- Zone courante : $At = 0.003.s.b = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.12 \text{ cm}^2.$

Soit : **At = 4 HA 8** (2 cadres de $\varphi 8$) = 2.01 cm².

Poutres secondaires (25x35) :

Espacement maximum entre les armatures transversales

- Zone nodale : $St_{max} \leq \min(h/4, 12 \varphi) = \min(35/4, 12 \times 1,2) = \Rightarrow St \leq (8.75 ; 14.4) \text{ cm.}$
St= 8cm

- Zone courante : $St \leq h/2 = 35/2 = 17.5 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{St=15 \text{ cm.}}$

D'où :

- Zone nodale : $At = 0.003.s.b = 0.003 \times 8 \times 25 = 0.6 \text{ cm}^2.$
- Zone courante : $At = 0.003.s.b = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.12 \text{ cm}^2.$

Soit : **At = 4 HA 8** (2 cadres de $\varphi 8$) = 2.01 cm².

Poutres de chainage (25x35) :

Espacement maximum entre les armatures transversales

- Zone nodale : $St_{max} \leq \min(h/4, 12 \varphi) = \min(35/4, 12 \times 1,4) = \Rightarrow St \leq (8.75 ; 16.8) \text{ cm.}$
St= 8cm
- Zone courante : $St \leq h/2 = 35/2 = 17.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{St=15 cm.}$

D'où :

- Zone nodale : $At = 0.003.s.b = 0.003 \times 8 \times 25 = 0.6 \text{ cm}^2.$
- Zone courante : $At = 0.003.s.b = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.12 \text{ cm}^2.$

Soit : **At = 4 HA 8** (2 cadres de $\varphi 8$) = 2.01 cm².

Poutres palier (25x30) :

Espacement maximum entre les armatures transversales

- Zone nodale : $St_{max} \leq \min(h/4, 12 \varphi) = \min(30/4, 12 \times 1,4) = \Rightarrow St \leq (7.5 ; 16.8) \text{ cm.}$
St= 5cm
- Zone courante : $St \leq h/2 = 30/2 = 15 \text{ cm} \Rightarrow \text{St=15 cm.}$

D'où :

- Zone nodale : $At = 0.003.s.b = 0.003 \times 5 \times 25 = 0.375 \text{ cm}^2.$
- Zone courante : $At = 0.003.s.b = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.12 \text{ cm}^2.$

Soit : **At = 4 HA 8** (2 cadres de $\varphi 8$) = 2.01 cm².

Délimitation de la zone nodale

La zone nodale pour le cas des poutres est délimitée comme suit **l' = 2.h**

Avec :

l' : Longueur de la zone nodale.

h : Hauteur de la poutre.

D'où :

Poutres principales : $l' = 2 \times 35 = 70$ cm.

Poutres secondaires : $l' = 2 \times 35 = 70$ cm

Poutres de chainage : $l' = 2 \times 35 = 70$ cm

Poutres palière: $l' = 2 \times 30 = 60$ cm

3 .Vérifications à l'ELU :

1. Vérification de la condition de non fragilité(Atr A.4.2 .1/BAEL91):

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

➤ Poutres principales(25x35) cm²:

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 25 \times 32.5 \times 2.1}{400} = 0.98 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A_{\min} = 0.98 < A_{\text{adopté}} = 9.24$
- En travée : $A_{\min} = 0.98 < A_{\text{adopté}} = 8.01$

➤ Poutres secondaires (25x35) cm²:

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 25 \times 32.5 \times 2.1}{400} = 0.98 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A_{\min} = 0.98 < A_{\text{adopté}} = 8.01 \text{ cm}^2$
- En travée : $A_{\min} = 0.98 < A_{\text{adopté}} = 4.62 \text{ cm}^2$

➤ Poutres de chainages (25x35) cm²:

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 25 \times 32.5 \times 2.1}{400} = 0.98 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A_{\min} = 0.98 < A_{\text{adopté}} = 4.62 \text{ cm}^2$
- En travée : $A_{\min} = 0.98 < A_{\text{adopté}} = 4.62 \text{ cm}^2$

➤ Poutres palier (25x30) cm²:

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 25 \times 27.5 \times 2.1}{400} = 0.83 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A_{\min} = 0.83 < A_{\text{adopté}} = 4.62 \text{ cm}^2$
- En travée : $A_{\min} = 0.83 < A_{\text{adopté}} = 4.62 \text{ cm}^2$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

2. Justification sous sollicitation d'effort tranchant (BAEL 91 Art A.5.1.1) :

La contrainte tangentielle conventionnelle utilisée pour les calculs relatifs à l'effort tranchant est définie par

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible la contrainte doit vérifier

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = \min(3.33\text{MPa}, 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa}$$

- Poutres principale (25x35) cm²: $T_u^{max} = 91.53\text{KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{91.53 \times 10^3}{250 \times 325} = 1.12\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Poutres secondaire (25x35) cm²: $T_u^{max} = 218.25\text{KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{218.25 \times 10^3}{250 \times 325} = 2.68\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Poutres chainages (25x35) cm²: $T_u^{max} = 18.44\text{KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{18.44 \times 10^3}{250 \times 325} = 0.226\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Poutres palier (25x30) cm²: $T_u^{max} = 43.91\text{KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{43.91 \times 10^3}{250 \times 325} = 0.54\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

3-Influence de l'effort tranchant (BAEL 91 Art 5.1.32) :

❖ Sur le béton aux appuis :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9dbf_{c28}}{\gamma_b}$$

- Poutres principale (25x 35)cm²: $T_u^{max} = 91.53\text{KN}$

$$T_u = 91.53\text{KN} \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.325 \times 0.250 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 487.5\text{KN} \dots \text{Condition vérifiée}$$

- Poutres secondaire (25x35) cm²: $T_u^{max} = 218.25\text{KN}$

$$T_u = 218.25\text{KN} \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.325 \times 0.250 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 487.5\text{KN} \dots \text{Condition vérifiée}$$

- Poutres chainages (25x35) cm²: $T_u^{max} = 18.44\text{KN}$

$$T_u = 18.44\text{KN} \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.325 \times 0.250 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 487.5\text{KN} \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Poutres paliers (25x35) cm²: $T_u^{\max} = 43.91 \text{ KN}$

$$T_u = 43.91 \text{ KN} \leq \overline{T_u} = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.325 \times 0.250 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 487.5 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Sur les armatures longitudinales (Art A.5.1.32/BAEL 91 modifié 2003) :

Lorsqu'au droit d'un appui : $(Tu + \frac{M_u^a}{0.9.d}) > 0$, on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $(Tu + \frac{M_u^a}{0.9.d})$

$$\text{D'où } As \geq \frac{1.15}{f_e} (Tu + \frac{M_u^a}{0.9.d})$$

Si $(Tu + \frac{M_u^a}{0.9.d}) < 0$ —————> La vérification n'est pas nécessaire.

- Poutres principales :

$$(Tu + \frac{M_u^a}{0.9.d}) = 91.53 - \frac{100.65}{0.9 \times 0.325} = -252.57 \text{ KN}$$

- Poutres secondaires :

$$(Tu + \frac{M_u^a}{0.9.d}) = 218.25 - \frac{92.86}{0.9 \times 0.325} = -99.22 \text{ KN}$$

- Poutres chainages :

$$(Tu + \frac{M_u^a}{0.9.d}) = 18.44 - \frac{23.37}{0.9 \times 0.325} = -61.45 \text{ KN}$$

- Poutres palier :

$$(Tu + \frac{M_u^a}{0.9.d}) = 43.91 - \frac{79.48}{0.9 \times 0.275} = -277.22 \text{ KN}$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires

4-Vérification de l'entrainement des barres (BAEL 99/ Art A.6.1.1.3) :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

1) La valeur limite ultime réglementaire de la contrainte d'adhérence

- $\overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$
 $\Psi_s := 1.5$ (Acier haute adhérence)
 $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{cj} = 2.1 \text{ MPa}$

2) La contrainte d'adhérences d'entrainement :

- $\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i}$
- T_u : effort tranchant
- $\sum U_i = n \times \emptyset \times \pi$
 $\sum u_i$ Somme des périmètres utiles des barres
 n : nombre de barres

	Poutre principales	Poutres secondaire	Poutre de chainages	Poutres palier
T_u (KN)	91.53	218.25	18.44	43.91
d (mm)	32.5	32.5	32.5	27.5
$\sum U_i$ (cm)	$3 \times 1.2 \times 3.14 + 3 \times 1.4 \times 3.14 = 24.49$	$3 \times 1.2 \times 3.14 + 3 \times 1.4 \times 3.14 = 24.49$	$3 \times 1.4 \times 3.14 = 13.188$	$3 \times 1.4 \times 3.14 = 13.188$
τ_{se} (MPa)	0.127	0.304	0.047	0.134
Observation	CV	CV	CV	CV

Tableau.VI.2.5 : Vérification de la contrainte d'adhérence acier –béton.

Donc :

La contrainte d'adhérence est vérifiée, donc il n'y a pas risque d'entrainement des barres

5-Calcul de longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\sigma f_e}{4\bar{\tau}_s}$$

- la contrainte d'adhérence $\bar{\tau}_s = 0.6\Psi_s^2 f_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835\text{MPa}$
- $\Psi_s = 1.5$ (Acier haute adhérence)
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{cj} = 2.1\text{MPa}$

Pour les HA14 : $l_s = 49.38\text{cm}$

Pour les HA12 : $l_s = 42.33\text{cm}$

Le BAEL admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne est assuré lorsque la partie encre mesuré au moins $l_a = 0.4 \times l_s$

Pour les HA14 : $l_a = 0.4 \times 49.38 = 19\text{cm}$

Pour les HA12 : $l_a = 0.4 \times 42.33 = 16\text{ cm}$

6-La longueur minimale de recouvrement est des 40ϕ en zone IIa :

Pour les HA14 : $L_r = 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$

Pour les HA12 : $L_r = 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$

4- Vérification L'ELS :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles

1-Etat limite de compression du béton (BAEL 91 modifiées 99 Art A.4.5 ,2) :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

Il faut vérifier que $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

On détermine $\rho_1 = \frac{100A}{b_0 d}$

Puis on déduit les valeurs de β_1 et K_1

- $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$
- $\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1}$ en (MPa)

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

➤ Vérifications des ferraillages des poutres principales à l'ELS

Zone	Localisation	M_s (KN.m)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$	OBS
Zone 1	Travée	20.26	8.01	0.821	0.87	23.46	89.45	3.81	15	201.63	CV
	Appuis	62.59	9.24	0.947	0.863	21.5	241.51	11.23	15	201.63	CV

➤ Vérifications des ferraillages des poutres secondaires à l'ELS

Zone	Localisation	M_s (KN.m)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$	OBS
Zone 1	Travée	23.923	4.62	0.473	0.895	32.62	177.9	5.45	15	201.63	CV
	Appuis	46.96	8.01	0.821	0.87	23.46	207.3	8.83	15	201.63	CV

La section est vérifiée vis-à-vis de la compression et de fissuration

➤ Vérifications des ferraillages des poutres de chaînage à l'ELS

Zone	Localisation	M _s (KN.m)	A _{adopté} (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s (MPa)	σ _b (MPa)	σ̄ _b (MPa)	σ̄ _{st}	OBS
Zone 1	Travée	10.09	4.62	0.473	0.895	32.62	75.08	2.30	15	201.63	CV
	Appuis	13.19	4.62	0.473	0.895	32.62	98.15	3.00	15	201.63	CV

➤ Vérifications des ferraillages des poutres palières à l'ELS

Zone	Localisation	M _s (KN.m)	A _{adopté} (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s (MPa)	σ _b (MPa)	σ̄ _b (MPa)	σ̄ _{st}	OBS
Zone 1	Travée	14.24	4.62	0.473	0.895	32.62	125.2	3.83	15	201.63	CV
	Appuis	32.203	4.62	0.473	0.895	32.62	283.2	8.68	15	201.63	CV

Etat limite d'ouverture des fissurations [BAEL91 modifiée 99/Art A.4.5, 3] :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

Etat limite de déformation: [BAEL.99/Art B.6.5, 2] :

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. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens.

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS :

Sens (xx) :

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{390}{500} = 0.78$

$f = 0.003 < 0.78$condition vérifiée

Sens (yy):

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0.80$

$f = 0.004 < 0.80$condition vérifiée

 **Conclusion :**

Les trois conditions sont vérifiées pour toutes les poutres, alors on se dispense de la vérification de la flèche.

Schéma de ferraillage des poutres :

➤ Poutres principales :

En travée :

- Armatures longitudinales : 3HA14 + 3HA14
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

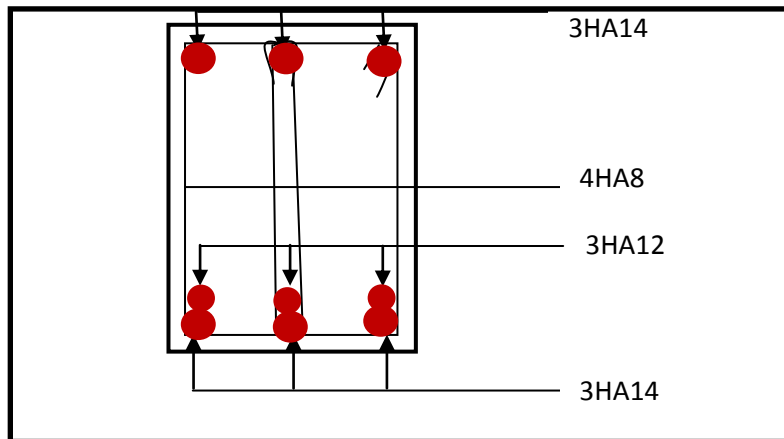


FIGURE VI. Ferraillage en travée d'une poutre principale.

• Sur appuis :

- Armatures longitudinales : 3HA14 + 3HA14 (chapeaux).
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

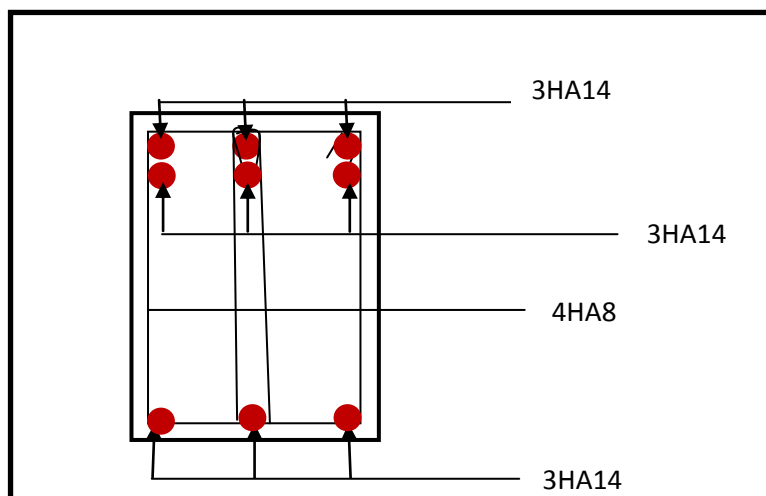


FIGURE VI.: Ferraillage sur appuis d'une poutre principale.

➤ Poutres secondaires :

✓ En travée :

- Armatures longitudinales : 3HA12
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

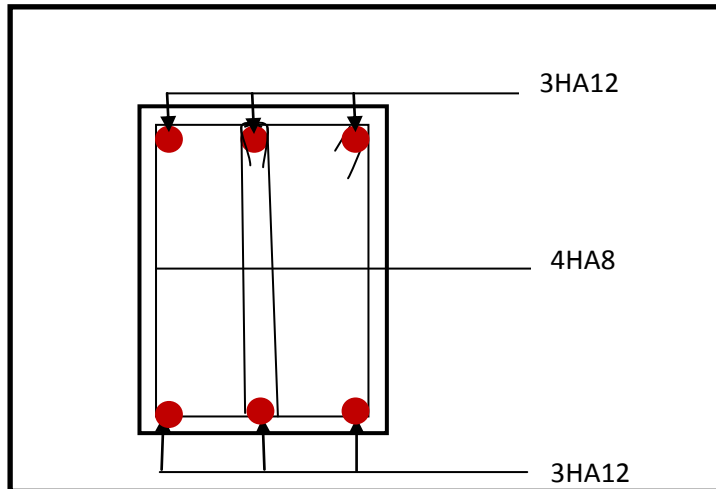


FIGURE VI: Ferrailage en travée d'une poutre secondaire.

✓ Sur appuis:

- Armatures longitudinales : 3HA14 + 3HA12
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

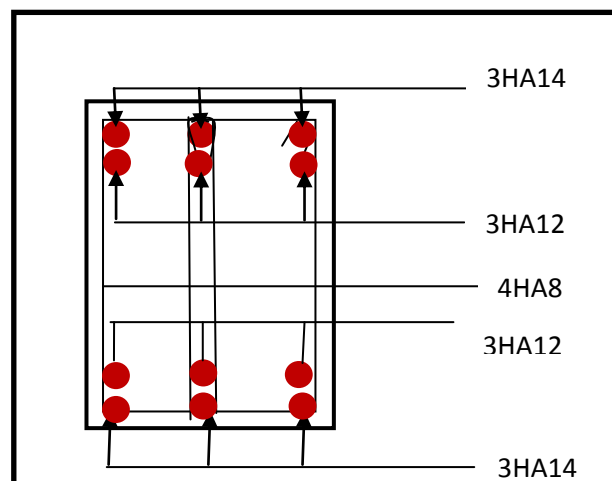


FIGURE VI.8 : Ferrailage aux appuis d'une poutre secondaire.

➤ Poutres de chaînage :

✓ En travée :

- Armatures longitudinales : 3HA12
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

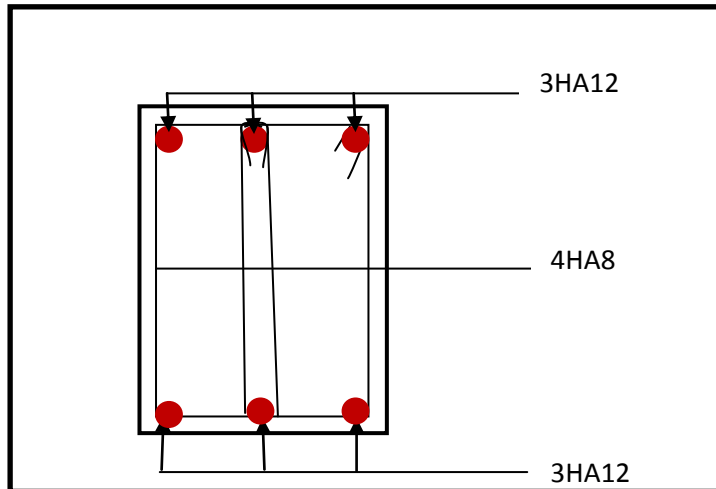


FIGURE VI: Ferraillage en travée d'une poutre de chaînage

✓ Aux appuis :

- Armatures longitudinales : 3HA12
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

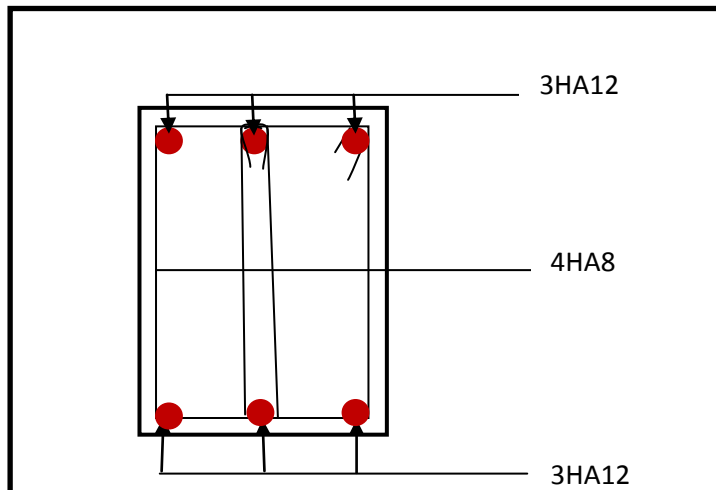


FIGURE VI: Ferraillage en travée d'une poutre de chaînage

➤ Poutres palier :

✓ En travée :

- Armatures longitudinales : 3HA12
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

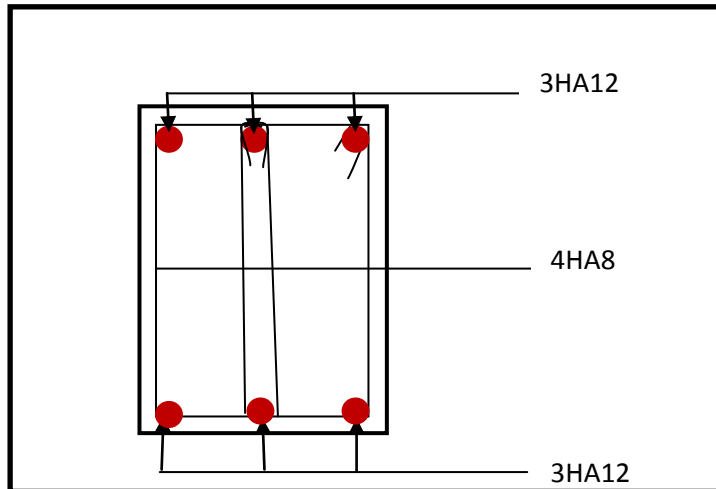


FIGURE VI: Ferraillage en travée d'une poutre palier

✓ Aux appuis :

- Armatures longitudinales : 3HA12
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

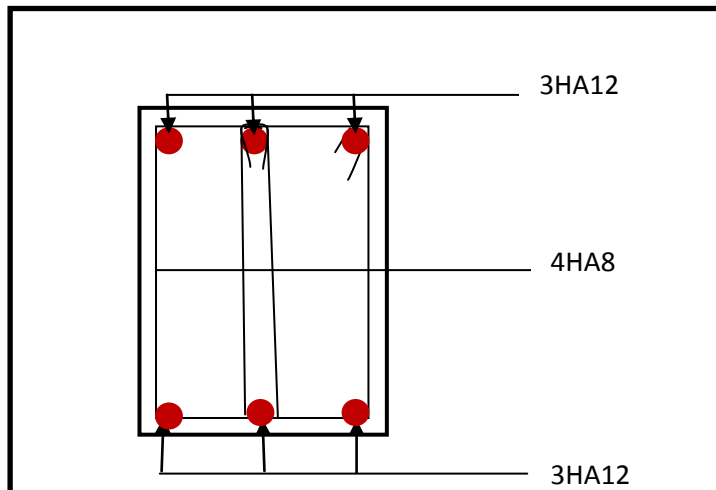


FIGURE VI: Ferraillage en travée d'une poutre palier

VI -1 des poteaux :

Les poteaux sont des éléments linéaires verticaux non-exposés aux intempéries et sollicités par des efforts normaux, tranchants ainsi que des moments fléchissant. Leur calcul se fait donc, en flexion composée et en considérant un état de fissuration non préjudiciable. Les sollicitations les plus défavorables sont déterminées à l'aide des combinaisons suivantes :

1. Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- ***Selon BAEL 91*** (Situation durable)
ELU : $1,35 G + 1,5 Q$
ELS : $G + Q$
- ***Selon le RPA 99 révisé en 2003***(situation accidentelle)
 $G + Q \pm E$
 $0,8G \pm E$

Les calculs se feront en tenant compte de trois types de sollicitations :

- ✚ Effort normal maximal et le moment correspondant. (N_{\max} ; $M_{\text{correspondant}}$)
- ✚ Effort normal minimal et le moment correspondant. (N_{\min} ; $M_{\text{correspondant}}$)
- ✚ Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant. (M_{\max} ; $N_{\text{correspondant}}$)

Situation	σ_b	F_{c28} (MPa)	F_{bu} (MPa)	F_e (MPa)	σ_s
Durable	1.5	25	25	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.48	400	400

Tableau.VI.1. caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle

2- Recommandations et exigences du RPA99 révisé en 2003 et du BAEL**91 pour la zone IIa :****a) Armature longitudinales (Art 7.4.2.1) :**

- Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence, droites et sans crochets.
Les pourcentages d'armatures recommandées par rapport à la section du béton sont :
✓ Le pourcentage minimal d'armatures est de **0.8%bh**(en zone IIa).

Le pourcentage maximal est de :

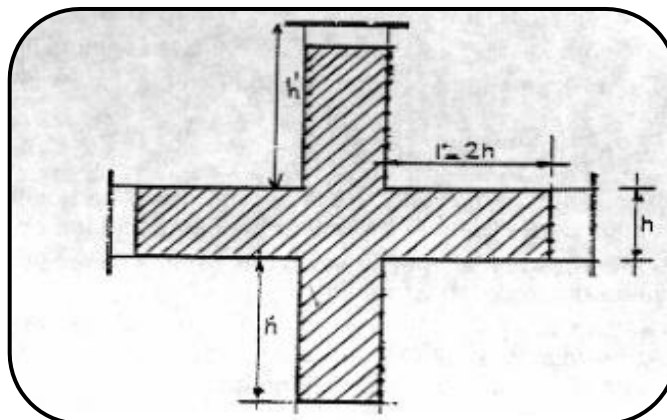
4% en zone courante

6% en zone de recouvrement

Section du poteau cm^2	Pourcentage minimal $A_{\min}=0.8\% b h (\text{cm}^2)$	Pourcentage maximal (cm^2)	
		Zone de recouvrement $A_{\max}=6\% b h$	Zone courante $A_{\max}=4\% b h$
50x45	18	135	90
45x40	14.4	108	72
40x35	11.2	84	56
35x30	8.4	63	42

Tableau VI.2 Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA

- ✓ Le diamètre minimal est supérieur ou égale à **12[mm]**
- ✓ La longueur minimale des recouvrements pour la zone IIa est de $L_R = 40\Phi$
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en Zone IIa
- ✓ La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales



$$L'=2h$$

$$h'=\max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm})$$

Avec : $(h_1 ; b_1)$: section de poteau

h_e : hauteur d'étage

b) Armature transversales (Art 7.4.2.2) :

$$\bullet \text{ Pour la zone IIa } \begin{cases} S_t \leq \min(10\phi_l^{min}; 15cm) \text{ en zone nodale} \\ S_t \leq \min 15\phi_l^{min} \text{ en zone courante} \end{cases}$$

Avec ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

D'après (Art A.8.1.3/BAEL91 modifiée 99) :

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3}$$

Avec ϕ_l^{max} : Diamètre maximale des armatures longitudinales

D'après (Art 7.4.2.2/RPA 99- Version 2003) :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule : (formule 7.1, RPA99 version 2003)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec **A_t** : section d'armature transversale

V_u : effort tranchant de calcul

h₁ : hauteur totale de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale $f_e = 400 \text{ MPa}$.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

$$\rho_a = \begin{matrix} 2.5 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{matrix}$$

Avec **λ_g** : L'élancement géométrique du poteau $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\frac{l_f}{b}$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,

lf : longueur de flambement du poteau.

L'expression de la longueur de flambement **lf** est donnée suivant l'article **B.8.3, 3** du **BAEL91/99** :

$$lf = 0.7 h_e$$

he: c'est la hauteur du poteau

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b \times s_t}$ en % est donnée comme suit:

0.3% $\rightarrow \lambda_g \geq 5$
0.8% $\rightarrow \lambda_g < 3$
$3 < \lambda_g < 5 \rightarrow$ interpoler entre les valeurs limites précédentes

3- Ferrailage des poteaux à l'ELU :

a) Les armatures longitudinales :

Le ferrailage du poteau est calculé pour chacune des zones suivantes :

Zone 1 : [poteaux 50×45] (cm²)

Zone 2 : [poteaux 45×40] (cm²)

Zone 3 : [poteaux 40×35] (cm²)

Zone 4 : [poteaux 35×30] (cm²)

Chaque poteau est soumis à un effort normal **N** (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant **M**, ce qui nous conduit à étudier trois cas suivants :

Section entièrement tendue (SET).

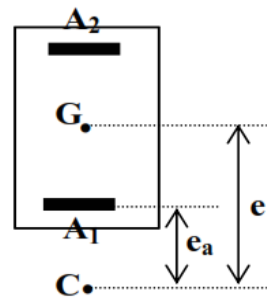
Section entièrement comprimée (SEC).

Section partiellement comprimée (SPC).

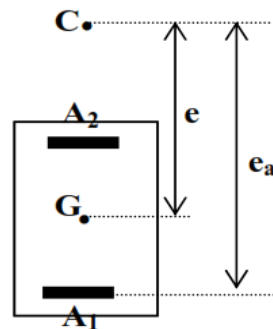
➡ *Section partiellement comprimée (SPC) :*

Une section sera partiellement comprimée dans les trois cas suivants

1^{er} cas : si l'effort appliqué est un effort de traction et son point d'application est situé à l'extérieur de la section

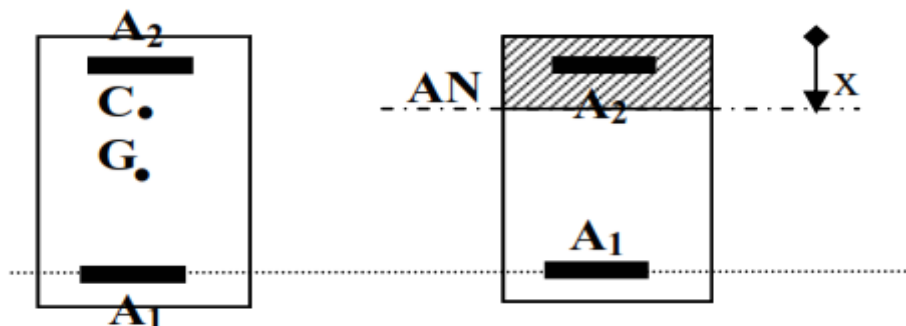


2^{er} cas : Si l'effort appliqué est un effort de compression et son point d'application se situe à l'extérieur de la section



3^{er} cas : Si l'effort appliqué est un effort de compression et son point d'application se situe entre les armatures et s'il est proche des armatures supérieures et la condition suivante est vérifiée

$$N_U(d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81)bh f_{bc}$$



1) Détermination des armatures :

$$\triangleright e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

\triangleright Calcul du moment fictif $M_f = N \times a$

Avec **a** : distance entre le centre de pression et le centre de gravité des armatures

$$a = e_u - (0.5h - c)$$

Pour un effort de traction $N = N_{ut}$

Pour un effort de compression $N=N_{uc}$

➤ Calcul du moment réduit :

$$\mu_f = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

Si $\mu_f \leq \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$

Si $\mu_f \geq \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{SDA}$

➤ Calcul des armatures fictives :

Pour une section simplement armée (SSA) :

- $A_1 = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$

- $A'_2 = 0$

Pour une section doublement armée (SDA) :

- $A_1 = \frac{M_r}{\beta_1 d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$

- $A'_2 = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$

Avec : $M_r = \mu b d^2 f_{bu}$: Moment ultime pour une SSA

$$\Delta M = M_f - M_r$$

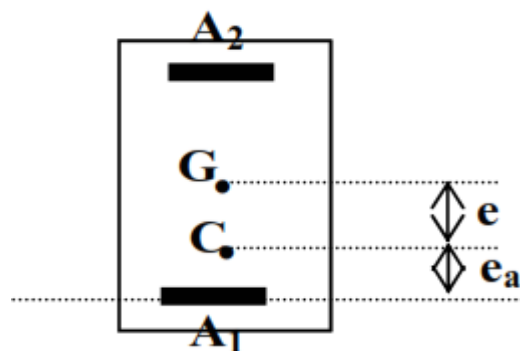
➤ Calcul des armatures réelles :

- Armature comprimées $A' = A'_2$

- Armature tendues $A = A_1 \mp \frac{N}{\sigma_{st}} \begin{cases} (-) \text{ si } N \text{ est un effort de compression} \\ (+) \text{ si } N \text{ est un effort de traction} \end{cases}$

➡ **Section entièrement tendue (SET) :**

Une section sera dite entièrement tendue, si l'effort appliqué est un effort de traction et s'il est appliqué entre les armatures



➤ $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

➤ Calcul des armatures

- $A_1 = \frac{Na}{(d-c')\sigma_{st}}$
- $A' = A_2 = \frac{N_t}{\sigma_{st}} - A_1$

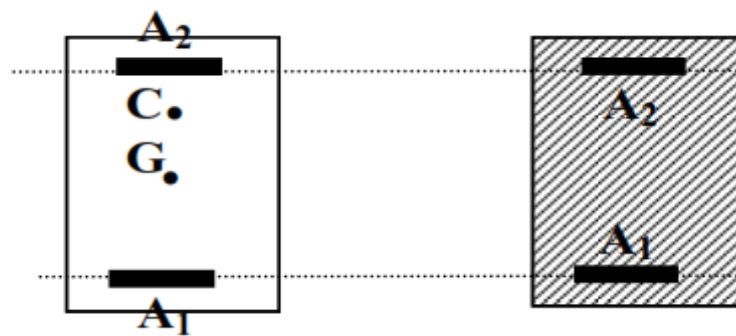
Avec :

a : distance entre le centre de pression et le centre de gravité des armature

$$a = 0.5h - c - e_u = d - 0.5h - e$$

➔ *Section entièrement comprimée (SEC) :*

Une section sera entièrement comprimée si l'effort est un effort de compression et son point d'application est entre les armatures et près du centre de gravité.



➤ $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

➤ Calcul de a et b:

- $a = (0.337h - 0.81c')bh^2f_{bc}$
- $b = N(d - c') - M_f$

$$a = (0.337h - 0.81c')bh^2f_{bc} \leq b = N(d - c') - M_f \dots \dots \dots \text{SEC}$$

$$a = (0.337h - 0.81c')bh^2f_{bc} > b = N(d - c') - M_f \dots \dots \dots \text{SPC}$$

➤ Calcul de $c = (0.5h - c')bhf_{bc}$

$$b \leq c \quad \text{SSA}$$

$$b \geq c \quad \text{SDA}$$

Pour une section simplement armée (SSA) :

$$\bullet A_1 = \frac{N - \Psi b h f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0.357 + \frac{N_u (d - c') - M}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

$$\bullet A'_2 = 0$$

Pour une section doublement armée (SDA)

$$\bullet A'_1 = \frac{M_f - (d - 0.5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_2 = \frac{N - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_1$$

❖ Exemple de calcul :

• Poteaux 50x45:

$$\checkmark N_u = -1586 \text{ KN} \longrightarrow M_{cor} = 43.106 \text{ kN.m (effort de compression)}$$

Calcul de e :

$$\checkmark e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{43.106}{1586} = 0.027 \text{ m} \leq \left(\frac{0.5}{2} - c\right) = \left(\frac{0.5}{2} - 0.03\right) = 0.22 \text{ m}$$

✓ le centre de pression se trouve entre les armatures

➤ Calcul de a et b:

$$\left. \begin{aligned} \bullet a &= (0.337h - 0.81c) b h f_{bc} \\ \bullet b &= N(d - c') - M_f \end{aligned} \right\} \begin{aligned} a &\leq b \dots \dots \dots \text{SEC} \\ a &> b \dots \dots \dots \text{SPC} \end{aligned}$$

Avec:

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_f = 43.106 + 1586 \left(\frac{0.5}{2} - 0.03 \right) = 392.026 \text{ kN.m}$$

$$1586 (0.47 - 0.03) - 392.026 = 305.814 \text{ kN.m} \quad \dots\dots\dots b$$

$$(0.337 \times 0.5 - 0.81 \times 0.03) 0.45 \times 0.5^2 \times 14.2 \times 10^3 = 230.35 \text{ kN.m} \quad \dots\dots\dots a$$

a < b la condition est vérifiée

Donc la section est **entièrement comprimée**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section	Efforts	Moment	Asup	Ainf	A min	A adop	le choix
RDC . 1 ^{ER} Etagé	50x45	$N_{\max}=1586$	$M_{\text{corr}}=43.106$	0	0	18	20.6	4HA20+4HA16
		$N_{\min}=634.55$	$M_{\text{corr}}=30.172$	0	0			
		$N_{\text{corr}}=337.75$	$M_{\max}=121.467$	0	3.34			
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étages	45x40	$N_{\max}=1167.9$	$M_{\text{corr}}=20.376$	0	0	14.4	16.09	4HA16+4HA16
		$N_{\min}=392.63$	$M_{\text{corr}}=45.51$	0	0			
		$N_{\text{corr}}=230.44$	$M_{\max}=123.427$	0	5.82			
4 ;5 et 6 ^{eme} étages	40x35	$N_{\max}=797.1$	$M_{\text{corr}}=7.32$	0	0	11.2	12.30	4HA14+4HA14
		$N_{\min}=192.29$	$M_{\text{corr}}=45.68$	0	1.22			
		$N_{\text{corr}}=171.66$	$M_{\max}=103.644$	0	6.41			
7 et 8 ^{eme} étages		$N_{\min}=314.04$	$M_{\max}=15.099$	0	0	8.4	9.04	4HA12+4HA12
		$N_{\min}=11.04$	$M_{\max}=29.105$	0	2.37			
		$N_{\min}=52.81$	$M_{\max}=76.817$	0	6.66			

Tableau VI1-.3-Détermination des armatures transversales

4-Vérification à l'ELULes armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leurs but consiste essentiellement à :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements
- Empêcher le déplacement transversal du béton

➤ **Espacement des armatures transversal S_t :**

a) D'après (Art 7.4.2.2/RPA99 version 2003)

➔ $S_t \leq \min(10\phi_l^{min} \text{ cm}; 15\text{cm}) = 12\text{cm}$. Nous adoptons $S_t=10\text{cm}$ en zone nodale

➔ $S_t \leq \min 15\phi_l^{min} = 15 \times 1.2 = 18\text{cm}$ Nous adoptons $S_t=15 \text{ cm}$ en zone courante.

➤ **Diamètre des aciers :**

D'après (Art A.8.1.3/BAEL91 modifiées 99)

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} \Rightarrow \phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.67\text{mm} \text{ Soit } \phi_t = 8\text{mm}$$

Avec ϕ_l^{max} : Diamètre maximal des armatures longitudinales

Nous adoptons $A_t=2.01 \text{ cm}^2$ en 4Ø8

➤ **La quantité d'armatures transversales minimale d'après (Art 7.4.2.2/RPA 99)**

Niveaux	Poteaux (cm ²)	L ₀ (m)	l _f (m)	$\lambda g = \frac{l_f}{a}$	ρ_a
7, 8	35x30	3.06	2.142	6.12	2.5
4 ,5 ;6	40x35	3.06	2.142	5.35	2.5
2e et 3	45x40	3.06	2.142	5	4.75
RDC et 1 ^{er}	50x45	4.50	3.15	6.35	2.5

Tableau VI.1.4 Valeurs de « λg » et « ρ_a » pour les différentes sections des poteaux

Poteaux	$A_t^{min} = 0.3\% S_t \times b(\text{cm}^2)$		A _{ad} (cm ²)	Observation	
	Zone courante $S_t = 15\text{cm}$	Zone nodale $S_t = 10\text{cm}$		Zone courante	Zone nodale
35x30	1.35	0.9	2.01	CV	CV
40x35	1.57	1.05	2.01	CV	CV
45x40	1.8	1.2	2.01	cv	cv
50x45	2	1.35	2.01	cv	cv

Tableau VI..5.-Détermination des armatures transversales

Le ferrailage se fait avec 4HA8 (2 cadre de 2Ø 8)

➤ **Longueur de scellement droit Art A.6.2.23 / BAEL91**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour les T20 : } l_s = 70.55 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les T16 : } l_s = 56.44 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les T14 : } l_s = 49.38 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les T12 : } l_s = 42.32 \text{ cm}$$

➤ **Longueur de recouvrement :**

$$L_r = 40\phi$$

$$\text{Pour les HA 20 : } L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA16 : } L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA 14 : } L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA 12 : } L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

➤ **Délimitation de la zone nodale :**

$$h' = \max (h_c/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm})$$

Poteau 50x45 :

$$h = 4.50 \text{ m}$$

$$h' = \max (450/6 ; 45 ; 50 ; 60 \text{ cm}) = \max(75;45;50;60)$$

on aura

$$h' = 75 \text{ cm}$$

Poteau 45x40 :

$$h = 3.06 \text{ m}$$

$$h' = \max (306/6 ; 40 ; 45 ; 60 \text{ cm}) = \max(51;40;45;60)$$

on aura

$$h' = 60 \text{ cm}$$

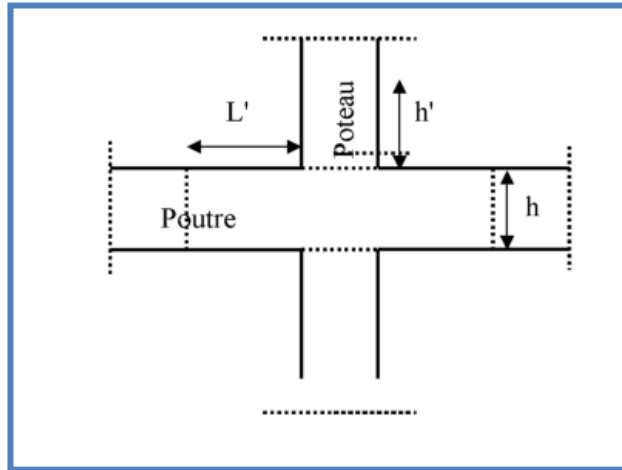
Poteau 35x30 :

$$h = 3.06\text{m}$$

$$h' = \max(306/6; 35; 30; 60\text{cm}) = \max(51; 40; 45; 60)$$

on aura

$$h' = 60\text{cm}$$



FigureVI.6. : Délimitation de la zone nodale

5. Vérification à l'ELS :**a) Vérification des contraintes tangentielles (RPA99-version 2003 Art /7.4.3.3)**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante

$$\tau_b = \frac{T}{bd} \leq \tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_d = 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

$$\rho_d = 0.075 \text{ car } \lambda_g \geq 5 \text{ donc } \tau_b \leq \tau_{bu} = \rho_d f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$$

Poteaux	b (cm)	d (cm)	T(KN)	τ_{bu} (MPa)	$\tau_b = \frac{T}{bd}$ (MPa)	$\tau_b \leq \tau_{bu}$
35x30	30	32	53.1	1.875	0.55	vérifiée
40x35	35	37	69.8	1.875	0.53	vérifiée
45x40	40	42	83	1.875	0.49	vérifiée
50x45	45	47	72	1.875	0.34	vérifiée

Conclusion : Les contraintes tangentielles sont vérifiées

b-Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):

$$\text{Avec : } A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185d} \right]$$

Les vérifications seront résumées dans le tableau suivant :

Niveaux	Section	Efforts	Moment	e	h/6	OBS	Amin	A adop	$A_{adp} > A_{min}$
RDC . 1 ^{ER} Etage	50x45	$N_{max}=1126.2$	$M_{corr}=2.011$	0.001	8.33	SEC	6.27	20.6	CV
		$N_{min}=218.01$	$M_{corr}=1.43$	0.005		SEC	6.27		
		$N_{corr}=629.66$	$M_{max}=18.29$	0.028		SEC	6.28		
2 ^{e me} et 3 ^{e me} étages	45x40	$N_{ma}= 833.78$	$M_{corr}= 4.76$	0.005	7.5	SEC	4.98	16.09	CV
		$N_{min}=176.47$	$M_{corr}= 0.314$	0.020		SEC	4.99		
		$N_{corr}=507.08$	$M_{ma} = 24.95$	0.049		SEC	4.98		
4 ;5 et 6 ^{e me} etages	40x35	$N_{ma}= 573.47$	$M_{corr}= 6.081$	0.021	6.67	SPC	3.84	12.30	CV
		$N_{min}= 65.08$	$M_{corr}= 0.076$	0.016		SEC	3.84		
		$N_{corr}=239.97$	$M_{max} = 34.365$	0.143		SEC	3.88		
7 et 8 ^{e me} étages		$N_{min}=228.96$	$M_{max} =10.79$	0.04	5.83	SEC	3.85	9.04	CV
		$N_{min} =8.78$	$M_{max} =1.471$	2.63		SEC	5.65		
		$N_{min}=32.876$	$M_{max} =87.71$	1.45		SEC	4.57		

Tableau VI.7. Vérification de la condition de non fragilité pour les poteaux

c) État limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (Article A.4.5, 32 du BAEL 91).

d) Vérification des contraintes à l'ELS

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \longrightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

- Si $\frac{N_{ser}}{M_{ser}} \leq \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée.
- Si $\frac{N_{ser}}{M_{ser}} \geq \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

➤ Vérification d'une Section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

Avec :

y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

l_c : La distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 : Est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

$$l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$\text{avec } p = -3 \cdot c^3 - \frac{90 \cdot A'}{b} (c - c') + \frac{90 \cdot A}{B} \cdot (d \cdot c)^2$$

$$q = -2 \cdot c^3 - \frac{90 \cdot A'}{b} (c - c') + \frac{90 \cdot A}{B} \cdot (d \cdot c)^2$$

La solution de l'équation du 3^{ème} degré :

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \cdot p^3}{27}$$

$$\text{Si } \Delta \geq 0 : t = 0.5 (\sqrt{\Delta - q}) ; u = \sqrt[3]{t}$$

$$\text{Si } \Delta \leq 0 : \begin{cases} \cos \rho = \frac{3.q}{2.p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}} \\ \rho = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} \end{cases}$$

- Choisir une solution parmi les trois solutions :

$$y_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right)$$

$$y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right)$$

$$y_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

$$\text{avec : } \alpha = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) ; a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + l < h$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15 \left(A_s (d - y_1)^2 + A_s' (y_1 - d')^2 \right)$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{l} y_1 \leq \overline{\sigma}_{bc}$

➤ **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

- On calcul l'aire de la section homogène totale : $s = bh + 15(A_s + A_s')$

On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du CDG géométrique :

$$X_G = 15 \frac{A_s(0.5h - d') - A_s'(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A_s')}$$

- On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh \times X_G^2 + 15 \left\{ A_s'(0.5h - d' - X_G)^2 + A_s(d - 0.5h + X_G)^2 \right\}$$

Les contraintes dans le béton valent :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{Ser}}}{S} + \frac{N_{\text{Ser}} (es - XG) \left(\frac{h}{2} - XG\right)}{I} \text{ Sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{Ser}}}{S} - \frac{N_{\text{Ser}} (es - XG) \left(\frac{h}{2} - XG\right)}{I} \text{ Sur la fibre inférieure}$$

En fin ; on vérifie : $\max(\sigma_{\text{sup}}; \sigma_{\text{inf}}) \leq \bar{\sigma}_{\text{bc}}$

Le tableau qui suit résume tous les résultats du calcul :

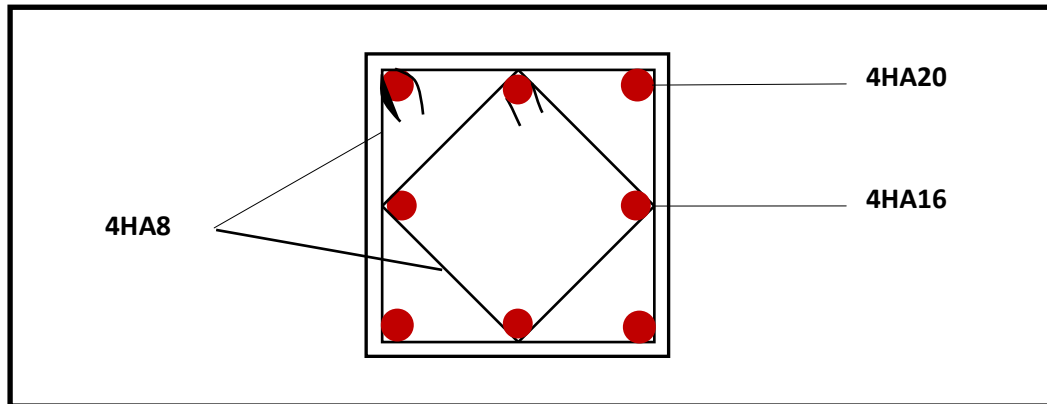
Niveau	Section	Sollicitation	N _s [KN]	M _s [KN.m]	e _s [m]	observation	σ _{bsup} [MPa]	σ _{binf} [MPa]	σ _{bc} [MPa]	Vérification
RDC, 1 ^{er} , étage	50x45	N ^{max} – M ^{crre}	1126.2	2.11	0.0018	SEC	4.19	4.05	15	CV
		N ^{min} – M ^{corr}	281.01	1.43	0.005	SEC	1.08	0.98		CV
		N ^{cor} – M ^{max}	18.206	629.66	34.58	SEC	2.96	1.64		CV
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage	45x40	N ^{max} – M ^{corr}	833.78	4.76	0.005	SEC	4.1	3.61		CV
		N ^{min} – M ^{corr}	176.47	0.314	0.0017	SEC	0.83	0.80		CV
		N ^{cor} – M ^{max}	24.95	507.08	20.32	SPC	8.71	0		CV
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	40x35	N ^{max} – M ^{corres}	573.47	6.081	0.010	SEC	3.15	2.45		CV
		N ^{min} – M ^{corr}	65.08	0.076	0.0011	SEC	0.32	0.31		CV
		N ^{corres} – M ^{max}	34.365	239.97	6.98	SEC	3.27	0		CV
7 ^{ème} Et 8 ^{ème}	35x30	N ^{max} – M ^{crres}	228.96	10.79	0.047	SEC	1.85	0.5	15	Cv
		N ^{min} – M ^{corr}	8.78	1.471	0.167	SEC	0.15	0		Cv
		N ^{corres} – M ^{max}	32.876	87.71	2.66	SEC	3.17	0		cv

Tableau 1 Vérification de l'état limite de compression du béton dans les poteaux

Schéma de ferrailage des poteaux :**➤ Poteaux (50×45) :**

-Les armatures longitudinales : $4HA20 + 4HA16 = 20.6\text{cm}^2$

-Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01\text{cm}^2$

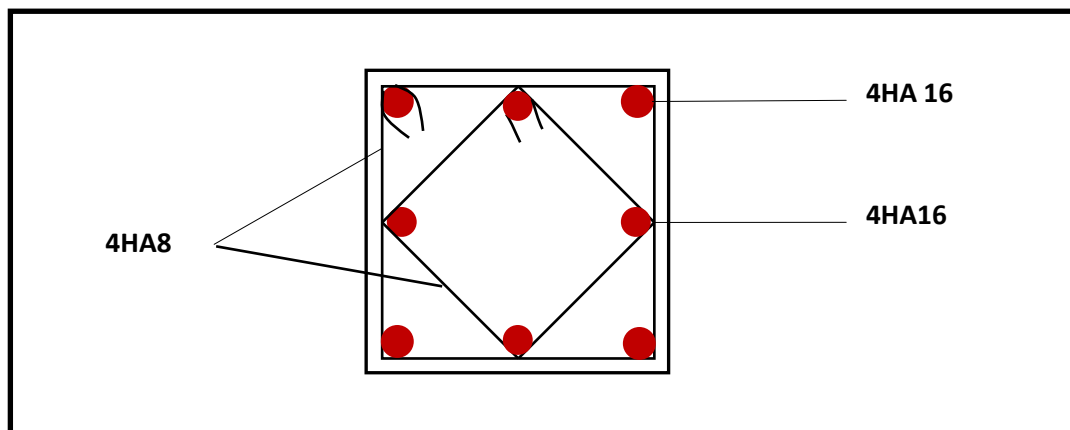


Ferrailage Poteau 50x45

➤ Poteaux (45×40) :

-Les armatures longitudinales : $4HA16 + 4HA16 = 16.09\text{cm}^2$

-Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01\text{cm}^2$

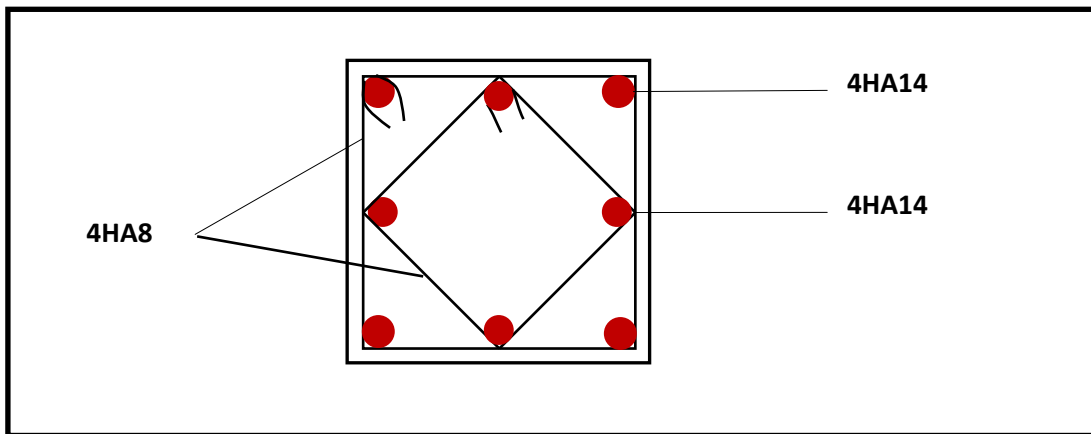


Ferrailage Poteau 45x40

➤ **Poteaux (40×35) :**

-Les armatures longitudinales : $4HA14 + 4 HA14 = 12.31$

-Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01\text{cm}^2$

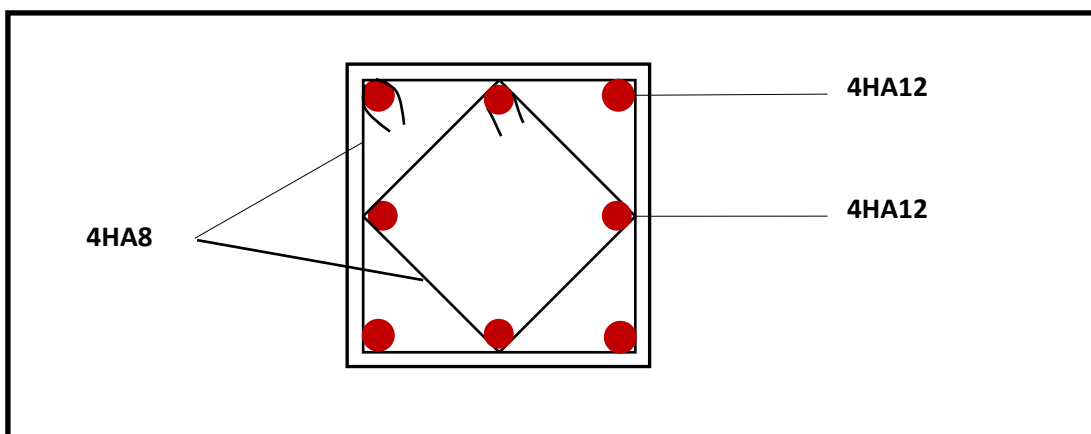


Ferrailage Poteau 40x35

➤ **Poteaux (35×30) :**

-Les armatures longitudinales : $4HA12 + 4 HA12 = 9,05 \text{ cm}^2$

-Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01\text{cm}^2$



Ferrailage Poteau 35x30

VI.3. Les voiles

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (Charges et surcharges) ainsi qu'à des forces horizontales dues au séisme.

Le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes (E).

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

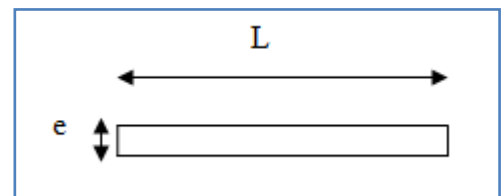
- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

1-Exposé de la méthode de calcul

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules de [Navier- Bernoulli] :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V}{I}$$



$B = L \cdot e$: section du béton du trumeau

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier : $V = V' = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera par bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré.

L_c : la longueur de la zone comprimée.

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimée (SEC)
- Section partiellement comprimée (SPC)
- Section entièrement tendue (SET)

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en quatre zones :

- Zone I : RDC et 1^{er} étage
- Zone II : 2^{ème} étage au 3^{ème} étage.
- Zone III : 4^{ème} ; 5^{ème} et 6^{ème} étage.
- Zone III : ; 7^{ème} et 8^{ème} étage.

Avec :

V1L : Voiles de 2 m de longueur.

V2L : Voiles de 1.30 m de longueur.

V3L : Voiles de 2.2 m de longueur.

V4L : Voiles de 1.6 m de longueur

V1T : Voiles de 4.75 m de longueur.

V2T : Voiles de 3.11 m de longueur.

V3T : Voiles de 2.15 m de longueur.

V4T : Voiles de 2.2m de longueur

➤ **Combinaisons d'action :**

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) est les suivants :

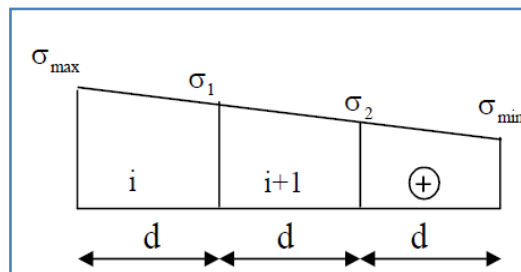
BAEL.91/modifié 99 :**RPA.99/modifié 2003 :**

ELU : 1.35 G + 1.5 Q

0.8 G + E

ELS : G + Q

G + Q + E

A) Ferrailage d'une section entièrement comprimée

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

e : épaisseur du voile

La section d'armature d'une section entièrement comprimée est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du tronçon considéré ;

- **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**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$$

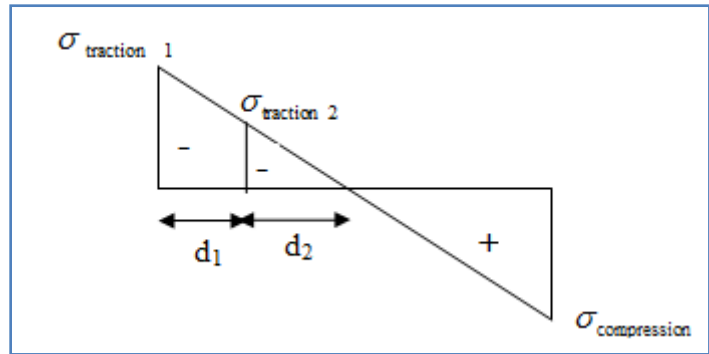
B) Ferrailage d'une section partiellement comprimé

$$N_1 = \frac{\sigma_{\text{traction } 1} + \sigma_{\text{traction } 2}}{2} \cdot d \cdot e$$

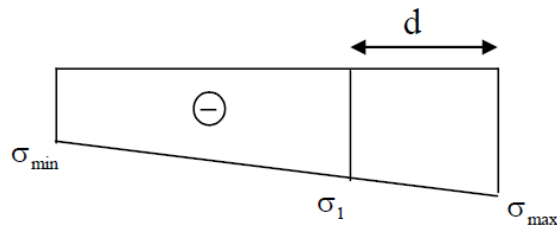
$$N_2 = \frac{\sigma_{\text{traction } 1}}{2} \cdot d \cdot e$$

La section d'armature est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

**c) Ferrailage d'une section entièrement tendue**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\text{max}} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



e : épaisseur du voile

La section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

➤ Armatures verticales minimales

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition non fragilité BAEL art A4.2.1, CBA93}).$$

$$A_{\min} \geq 0.002 B \quad (\text{Section min du RPA art 7.7.4.1, CBA93}).$$

B : Section du tronçon considéré.

2-Exigences du RPA 99 révisée 2003

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Globalement dans la section du voile } 15 \% \\ \text{En zone courante } 0.10 \% \end{array} \right.$$

A) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

D'après le BEAL 91/99 : $A_H = \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

B) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. ;elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (05) épingles par mètre carré.

C) Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1.4 V_u$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré.

Ces aciers on les utilise en cas de reprise de bétonnage.

D)Potelet

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$

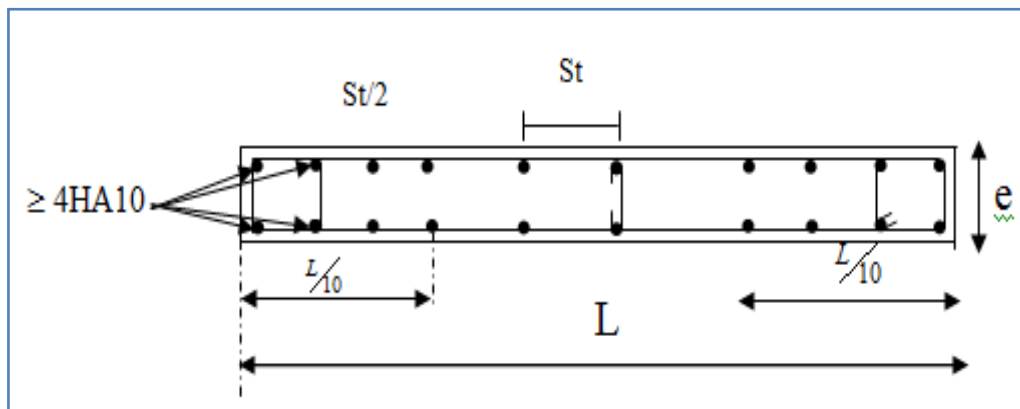


Fig.VI.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

E) Espacement

D'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2005, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm) .

F)Longueur de recouvrement

Elles doivent être égales à :

- 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.

3-Vérification à L'ELS

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Sections d'armatures adoptées (verticales).

A) Vérification de la contrainte de cisaillement

➤ Selon le RPA99 version 2003, Art 7.7.2

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

➤ Selon le BAEL 91 modifié 99

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 3.26 \text{ MPa}$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

4-Exemple de calcul :**Ferraillage de voile longitudinal plein VL1en Zone III****a. Caractéristiques géométriques :****Tableau VI.1 : Caractéristiques géométriques**

L(m)	e(m)	B (m ²)	I (m ⁴)
2	0,25	0,5	0,166

b. Sollicitations de calcul :

On calcul les efforts (N_i et N_{i+1}) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et en tirant les contraintes les plus défavorables pour enfin calculer le ferraillage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

- $\sigma_{\max} = 3657.43 \text{KN/m}^2$
- $\sigma_{\min} = -2776.85 \text{KN/m}^2$

c. Largeur de la zone comprimée « L_c » et de la zone tendue « L_t » :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{3657.43}{3657.43 + 2776.85} \times 2 = 1.13 \text{m}$$

$$L_t = L - L_c = 2 - 1.13 = 0.87 \text{m}$$

d. Calcul « d » :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c\right) = 0.75 \text{m}$$

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur :

On opte pour :

$$\left\{ \begin{array}{l} d1=0.432 \text{m} \\ d2=0.432 \text{m} \end{array} \right.$$

Détermination de N :

Pour la zone tendue :

$$\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{-2776.85(0.87 - 0.432)}{0.87} = -1388.25 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-2776.85 - 1388.25}{2} \times 0.432 \times 0.25 = -224.7 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-1388.25}{2} \times 0.432 \times 0.25 = -74.96 \text{ KN}$$

e. Calcul des armatures verticales :

$$1^{\text{ere}} \text{ bande : } A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{224.7}{400 \times 10^{-1}} = 6.46 \text{ cm}^2$$

$$2^{\text{eme}} \text{ bande : } A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{74.96}{400 \times 10^{-1}} = 2.15 \text{ cm}^2$$

f. Les armatures de coutures :

$$A_{Vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = 1,1 \times \frac{191.97 \times 1.4}{400 \times 10^{-1}} = 7.39 \text{ cm}^2$$

g. Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\%B \right)$$

$$= \max \left(\frac{0.432 \times 0.25 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 0.5 \right)$$

$$A_{\min} = 5.67 \text{ cm}^2$$

Calcul des sections totales :

- $A_1 = A_{V1} + \frac{A_{Vj}}{4} = (6.46) + \left(\frac{7.39}{4} \right) = 8.30 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$
- $A_2 = A_{V2} + \frac{A_{Vj}}{4} = (2.15) + \left(\frac{7.39}{4} \right) = 7.50 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$

	Section total	Ferraillage adoptée	Espacement
1 ^{er} bande	$A_1 = 8.30 \text{ cm}^2$	2 x 6HA12 = 9.05 cm ²	$S_t = 8 \text{ cm}$
2 ^{ème} bande	$A_2 = 7.50 \text{ cm}^2$	2 x 4HA12 = 9.05 cm ²	$S_t = 13 \text{ cm}$

Tableau VI-2: Ferraillage adopté.

➤ **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec **HA8. (4HA8)**

h. Les vérifications :▪ **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5 e, 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$$

$$S_t = 16.5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{459.1 \times 10^3}{0,50 \times 10^6 + 15 \times 7.39 \times 10^2} = 0.87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.87 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Vérification des contraintes de cisaillement :**- **Selon le RPA 2003 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 191.97 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 2000} = 0.74 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.74 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **D'après le BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{191.97 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 2000} = 0.533 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.533 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

	Zones VL1		Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4
Caractéristiques géométriques	L (m)		2	2	2	2
	e (m)		0.25	0.25	0.25	0.25
	B (m)		0.500	0.500	0.500	0.500
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]		10379.17	5766.4	3657.43	2880.83
	σ_{\min} [KN/m ²]		-6927.82	-4174.44	-2776.85	-2537.75
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		315.87	233.47	191.97	124.15
	Lc(m)		1.199	1.160	1.137	1.063
	Lt(m)		0.801	0.840	0.863	0.937
	d1(m)		0.400	0.420	0.432	0.468
	d2 (m)		0.400	0.420	0.432	0.468
	σ_1 [KN/m ²]		3463.910	2087.220	1388.425	1268.875
	N (kN)	N ₁	519.964	328.681	224.702	222.850
		N ₂	173.321	109.560	74.901	74.283
	A _v (cm ²)	A _{v1}	14.94	9.44	6.46	6.40
		A _{v2}	4.98	3.15	2.15	2.13
	A _{min} (cm ²)	A _{min1}	5.25	5.51	5.66	6.15
		A _{min2}	5.25	5.51	5.66	6.15
	A _{vi} (cm ²)		12.16	8.99	7.39	4.78
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	17.98	11.69	8.30	7.60
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	8.29	7.76	7.51	7.34
	A _{vadopté} (cm ²)	Bande 1	18.46	13.56	9.42	9.42
		Bande 2	9.23	9.05	9.05	9.05
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2*6HA14	2*6HA12	2*6HA10	2*6HA10
		Bande 2	2*4HA12	2*4HA12	2*4HA12	2*4HA12
	S _t (cm)	Bande 1	8cm	8cm	8cm	8cm
		Bande 2	13cm	13cm	13cm	13cm
	Ls(cm)		48	40	40	40
	A _H (cm ²)		6.92	5.65	4.62	4.62
	A _H adopté/ml (cm ²)		9.05	7.92	6.78	6.78
	Choix des barres/ml (cm ²)		8HA12	8HA12	6HA12	6HA12
	St (cm)		15	15	16.5	16.5
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	4 Epingles HA8/m ²	4 Epingles HA8/m ²	4 Epingles HA8/m ²
Vérification des contraintes	contrainte	$\tau_{u \max}=3,26$ (MPa)	0.459	0.339	0.279	0.180
		$\tau_{b \max}=5$ (MPa)	0.642	0.475	0.390	0.252
	ELS	N _s (kN)	761.87	608.51	459.1	204.12
		$\sigma_{b \max}=15$ (MPa)	1.84	1.14	0.87	0.39

Zones VL2			Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4
Caractéristiques géométriques	L (m)		1.3	1.3	1.3	1.3
	e (m)		0.25	0.25	0.25	0.25
	B (m)		0.325	0.325	0.325	0.325
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		10295.31	10183.33	11273.1	2880.83
	σ_{min} [KN/m²]		-7139.08	-7146.92	-6250.8	-2537.75
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		315.87	233.47	191.97	124.15
	Lc(m)		0.768	0.764	0.836	0.691
	Lt(m)		0.532	0.536	0.464	0.609
	d1(m)		0.266	0.268	0.232	0.304
	d2 (m)		0.266	0.268	0.232	0.304
	σ_1 [KN/m²]		3569.540	3573.460	3125.400	1268.875
	N (kN)	N ₁	356.281	359.209	271.741	144.853
		N ₂	118.760	119.736	90.580	48.284
	A _v (cm²)	A _{v1}	10.24	10.32	7.81	4.16
		A _{v2}	3.41	3.44	2.60	1.39
	A _{min} (cm²)	A _{min1}	3.49	3.52	3.04	4.00
		A _{min2}	3.49	3.52	3.04	4.00
	A _{vj} (cm²)		12.16	8.99	7.39	4.78
	A (cm²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	13.28	12.57	9.66	5.36
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	6.53	5.77	4.89	5.19
	A _{vadopté} (cm²)	Bande 1	15.39	15.39	11.31	7.85
		Bande 2	6.78	6.78	6.78	6.78
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2*5HA14	2*5HA14	2*5HA12	2*5HA10
		Bande 2	2*3HA12	2*3HA12	2*3HA12	2*3HA12
	S _i (cm)	Bande 1	8cm	8cm	8m	8cm
		Bande 2	13 cm	13cm	13cm	13cm
	Ls(cm)		64	64	56	48
	A _H (cm²)		5.54	5.54	4.52	3.66
	A _H adopté/ml (cm²)		6.78	6.78	6.78	6.78
	Choix des barres/ml (cm²)		6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
	St (cm)		20	20	20	20
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²	4 Epingles HA8/m²	4 Epingles HA8/m²	4 Epingles HA8/m²
	contrainte	$\tau_{u\ max}=3,26$ (MPa)	0.459	0.339	0.279	0.180
		$\tau_{b\ max}=5$ (MPa)	0.642	0.475	0.390	0.252
	ELS	N _s (kN)	816.37	638.91	239.22	194.41
		$\sigma_{bmax}=15$ (MPa)	1.84	1.78	0.68	0.56

ones VL3			Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4
Caractéristiques géométriques	L (m)		2.2	2.2	2.2	2.2
	e (m)		0.25	0.25	0.25	0.25
	B (m)		0.550	0.550	0.550	0.550
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]		10712.45	6225.44	4382.65	5212.14
	σ_{\min} [KN/m ²]		-7060.73	-4146.55	-2576.37	-2669.87
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		789.97	619.63	419.09	213.4
	Lc(m)		1.326	1.320	1.386	1.455
	Lt(m)		0.874	0.880	0.814	0.745
	d1(m)		0.437	0.440	0.407	0.373
	d2 (m)		0.437	0.440	0.407	0.373
	σ_1 [KN/m ²]		3530.365	2073.275	1288.185	1334.935
	N (kN)	N ₁	578.533	341.905	196.726	186.525
		N ₂	192.844	113.968	65.575	62.175
	A _v (cm ²)	A _{v1}	16.62	9.82	5.65	5.36
		A _{v2}	5.54	3.27	1.88	1.79
	A _{min} (cm ²)	A _{min1}	5.74	5.77	5.35	4.89
		A _{min2}	5.74	5.77	5.35	4.89
	A _{vi} (cm ²)		30.41	23.86	16.13	8.22
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _v /4	24.23	15.79	9.69	7.41
		A2=A _{v2} +A _v /4	13.34	11.74	9.38	6.94
	A _{vadopté} (cm ²)	Bande 1	28.14	18.46	13.56	9.42
		Bande 2	15.38	15.38	11.31	7.85
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2*6HA16	2*6HA14 2*8HA11	2*6HA12	2*6HA10
		Bande 2	2*5HA14	2*5HA114	2*5HA12	2*5HA10
	S _t (cm)	Bande 1	8cm	8cm	8cm	8cm
		Bande 2	11cm	11cm	11cm	11 cm
	Ls(cm)		56	48	48	40
	A _H (cm ²)		10.88	8.46	6.22	4.32
	A _H adopté/ml (cm ²)		12.30	9.05	6.78	6.78
	Choix des barres/ml (cm ²)		8HA14	8HA12	6HA12	6HA12
	St (cm)		15	15	20	20
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	4 Epingles HA8/m ²	4 Epingles HA8/m ²	4 Epingles HA8/m ²
Vérification des contraintes	contrainte	$\tau_{u \max}=3,26$ (MPa)	1.147	0.900	0.609	0.310
		$\tau_{b \max}=5$ (MPa)	1.606	1.260	0.852	0.434
	ELS	N _s (kN)	761.87	608.51	459.1	204.12
		$\sigma_{b \max}=15$ (MPa)	1.84	1.01	0.78	0.35

Zones VL4			Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4
Caractéristiques géométriques	L (m)		1.6	1.6	1.6	1.6
	e (m)		0.25	0.25	0.25	0.25
	B (m)		0.400	0.400	0.400	0.400
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]		12472.23	9591.58	5573.65	6346.94
	σ_{\min} [KN/m ²]		-8524.21	-5399.49	-4304.05	-3324.99
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		505.02	203.35	160.23	145.01
	Lc(m)		0.950	1.024	0.903	1.050
	Lt(m)		0.650	0.576	0.697	0.550
	d1(m)		0.325	0.288	0.349	0.275
	d2 (m)		0.325	0.288	0.349	0.275
	σ_1 [KN/m ²]		4262.105	2699.745	2152.025	1662.495
	N (kN)	N ₁	519.103	291.719	281.313	171.458
		N ₂	173.034	97.240	93.771	57.153
	A _v (cm ²)	A _{v1}	14.92	8.38	8.08	4.93
		A _{v2}	4.97	2.79	2.69	1.64
	A _{min} (cm ²)	A _{min1}	4.26	3.78	4.58	3.61
		A _{min2}	4.26	3.78	4.58	3.61
	A _{vi} (cm ²)		19.44	7.83	6.17	5.58
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _v /4	19.78	10.34	9.63	6.32
		A2=A _{v2} +A _v /4	9.83	5.74	6.12	5.01
	A _{vadopté} (cm ²)	Bande 1	24.12	18.1	12.56	12.56
		Bande 2	12.31	9.05	6.28	6.28
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2*6HA16	2*6HA14	2*6HA10	2*6HA10
		Bande 2	2*4HA14	2*4HA12	2*4HA10	2*4HA10
	S _t (cm)	Bande 1	8cm	8cm	8cm	8cm
		Bande 2	11cm	11m	11cm	11cm
	Ls(cm)		56	48	48	40
	A _H (cm ²)		9.11	6.79	4.71	4.71
	A _H adopté/ml (cm ²)		12.31	11.31	6.28	6.28
	Choix des barres/ml (cm ²)		8HA14	8HA12	8HA10	8HA10
	St (cm)		15	15	15	15
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	4 Epingles HA8/m ²	4 Epingles HA8/m ²	4 Epingles HA8/m ²
Vérification des contraintes	contrainte	$\tau_{u \max}=3,26$ (MPa)	0.734	0.295	0.233	0.211
		$\tau_{b \max}=5$ (MPa)	1.027	0.413	0.326	0.295
	ELS	N _s (kN)	805.89	778.79	476.91	197.72
		$\sigma_{b \max}=15$ (MPa)	1.84	1.77	1.11	0.46

Zones VT1			Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4
Caractéristiques géométriques	L (m)		4.75	4.75	4.75	4.75
	e (m)		0.25	0.25	0.25	0.25
	B (m)		1.188	1.188	1.188	1.188
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]		17321.8	16042.35	12336.28	11208.61
	σ_{\min} [KN/m ²]		-7598.98	-7132.06	-5023.49	-3998.28
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		647.01	503.46	391.45	189.41
	Lc(m)		3.302	3.288	3.375	3.501
	Lt(m)		1.448	1.462	1.375	1.249
	d1(m)		0.724	0.731	0.687	0.624
	d2 (m)		0.724	0.731	0.687	0.624
	σ_1 [KN/m ²]		3799.490	3566.030	2511.745	1999.140
	N (kN)	N ₁	1031.844	977.431	647.339	468.135
		N ₂	343.948	325.810	215.780	156.045
	A _v (cm ²)	A _{v1}	29.65	28.09	18.60	13.45
		A _{v2}	9.88	9.36	6.20	4.48
	A _{min} (cm ²)	A _{min1}	9.51	9.59	9.02	8.20
		A _{min2}	9.51	9.59	9.02	8.20
	A _{vi} (cm ²)		24.91	19.38	15.07	7.29
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _v /4	35.88	32.93	22.37	15.28
		A2=A _{v2} +A _v /4	16.11	14.44	12.79	10.02
	A _{vadopté} (cm ²)	Bande 1	36.18	36.18	28.14	20.36
		Bande 2	18.46	18.46	13.56	13.56
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2*9HA16	2*9HA16	2*9HA14	2*9HA12
		Bande 2	2*6HA14	2*6HA14	2*6HA12	2*6HA12
	S _t (cm)	Bande 1	10cm	10m	10 cm	10cm
		Bande 2	14cm	14cm	14cm	14cm
	Ls(cm)		80	80	64	56
	A _H (cm ²)		13.66	13.66	10.43	8.48
	A _H adopté/ml (cm ²)		16.09	16.09	16.09	9.05
	Choix des barres/ml (cm ²)		8HA16	8HA16	8HA14	8HA12
	St (cm)		15	15	15	15
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	4 Epingles HA8/m ²	4 Epingles HA8/m ²	4 Epingles HA8/m ²
	contrainte	$\tau_{u \max}=3,26$ (MPa)	0.940	0.731	0.569	0.275
		$\tau_{b \max}=5$ (MPa)	1.316	1.024	0.796	0.385
		N _s (kN)	2973.09	2386.81	1727.24	711.8
	ELS	$\sigma_{b \max}=15$ (MPa)	2.34	1.88	1.38	0.57

Zones VT2			Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4
Caractéristiques géométriques	L (m)		3.11	3.11	3.11	3.11
	e (m)		0.25	0.25	0.25	0.25
	B (m)		0.778	0.778	0.778	0.778
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]		10699.84	6506.07	3349.48	2890.19
	σ_{\min} [KN/m ²]		-7426.17	-4840.22	-2967.22	-2887.87
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		557.43	497.29	383.56	172.89
	Lc(m)		1.836	1.783	1.649	1.556
	Lt(m)		1.274	1.327	1.461	1.554
	d1(m)		0.637	0.663	0.730	0.777
	d2 (m)		0.637	0.663	0.730	0.777
	σ_1 [KN/m ²]		3713.085	2420.110	1483.610	1443.935
	N (kN)	N ₁	887.073	602.016	406.388	420.828
		N ₂	295.691	200.672	135.463	140.276
	A _v (cm ²)	A _{v1}	25.49	17.30	11.68	12.09
		A _{v2}	8.50	5.77	3.89	4.03
	A _{min} (cm ²)	A _{min1}	8.36	8.71	9.59	10.20
		A _{min2}	8.36	8.71	9.59	10.20
	A _{vi} (cm ²)		21.46	19.15	14.77	6.66
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj/4}	30.86	22.09	15.37	13.76
		A2=A _{v2} +A _{vj/4}	13.86	13.49	13.28	11.86
	A _{vadopté} (cm ²)	Bande 1	32.18	24.62	18.1	18.1
		Bande 2	15.4	15.4	15.4	15.4
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2*8HA16	2*8HA14	2*8HA12	2*8HA12
		Bande 2	2*5HA14	2*5HA14	2*5HA14	2*5HA14
	S _t (cm)	Bande 1	9cm	9cm	9cm	9cm
		Bande 2	15	15m	15cm	15cm
	Ls(cm)		64	56	48	48
	A _H (cm ²)		11.90	10.01	8.38	8.38
	A _H adopté/ml (cm ²)		12.31	12.31	9.05	9.05
	Choix des barres/ml (cm ²)		8HA14	8HA14	8HA12	8HA12
	St (cm)		15	15	15	15
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	4 Epingles HA8/m ²	4 Epingles HA8/m ²	4 Epingles HA8/m ²
	contrainte	$\tau_{u \max}=3,26$ (MPa)	0.810	0.722	0.557	0.251
		$\tau_{b \max}=5$ (MPa)	1.133	1.011	0.780	0.352
	ELS	N _s (kN)	1314.52	1056.34	789.84	331.57
		$\sigma_{b \max}=15$ (MPa)	1.55	1.26	0.95	0.40

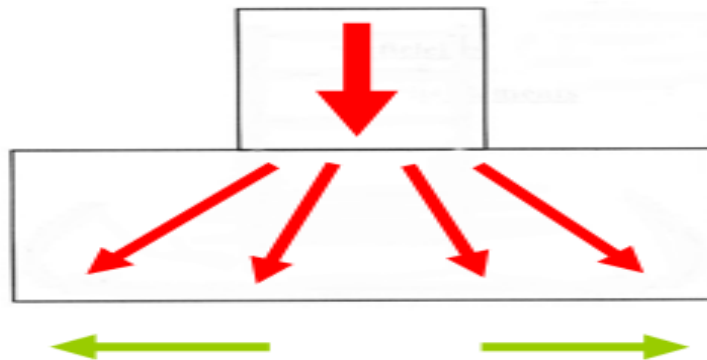
ZonesVT3			Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4
Caractéristiques géométriques	L (m)		2.15	2.15	2.15	2.15
	e (m)		0.25	0.25	0.25	0.25
	B (m)		0.538	0.538	0.538	0.538
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]		14295.93	11110.6	8467.07	5574.7
	σ_{\min} [KN/m ²]		-10094.72	-8070.56	-6910.44	-3989.96
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		295.75	241.84	178.99	130.02
	Lc(m)		1.260	1.245	1.184	1.253
	Lt(m)		0.890	0.905	0.966	0.897
	d1(m)		0.445	0.452	0.483	0.448
	d2 (m)		0.445	0.452	0.483	0.448
	σ_1 [KN/m ²]		5047.360	4035.280	3455.220	1994.980
	N (kN)	N ₁	842.122	684.451	625.943	335.488
		N ₂	280.707	228.150	208.648	111.829
	A _v (cm ²)	A _{v1}	24.20	19.67	17.99	9.64
		A _{v2}	8.07	6.56	6.00	3.21
	A _{min} (cm ²)	A _{min1}	5.84	5.94	6.34	5.89
		A _{min2}	5.84	5.94	6.34	5.89
	A _{vi} (cm ²)		11.39	9.31	6.89	5.01
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _v √4	27.05	22.00	19.71	10.89
		A2=A _{v2} +A _v √4	10.91	8.88	8.06	7.14
	A _{vadopté} (cm ²)	Bande 1	27.7	27.7	20.36	14.12
		Bande 2	12.31	9.05	9.05	9.05
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2*9HA14	2*9HA14	2*9HA12	2*9HA10
		Bande 2	2*4HA12	2*4HA10	2*3HA10	2*3HA10
	S _t (cm)	Bande 1	7cm	7cm	7 cm	7cm
		Bande 2	15cm	15cm	15cm	15cm
	Ls(cm)		64	48	48	48
	A _H (cm ²)		10.00	9.19	7.35	5.79
	A _H adopté/ml (cm ²)		12.31	12.31	9.05	6.28
	Choix des barres/ml (cm ²)		8HA14	8HA14	8HA12	8HA10
	St (cm)		16.5	16.5	16.5	15
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	4 Epingles HA8/m ²	4 Epingles HA8/m ²	4 Epingles HA8/m ²
	contrainte	$\tau_{u \max}=3,26$ (MPa)	0.430	0.351	0.260	0.189
		$\tau_{b \max}=5$ (MPa)	0.601	0.492	0.364	0.264
	ELS	N _s (kN)	802.85	794.35	558.16	267.52
		$\sigma_{b \max}=15$ (MPa)	1.34	1.34	0.96	0.47

Zones VT4			Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4
Caractéristiques géométriques	L (m)		2.2	2.2	2.2	2.2
	e (m)		0.25	0.25	0.25	0.25
	B (m)		0.550	0.550	0.550	0.550
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]		9783.56	6234.52	6182.29	6047.57
	σ_{\min} [KN/m ²]		-5163.52	-3831.01	-3423.51	-3035.03
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		203.42	177.31	157.07	101.45
	Lc(m)		1.440	1.363	1.416	1.465
	Lt(m)		0.760	0.837	0.784	0.735
	d1(m)		0.380	0.419	0.392	0.368
	d2 (m)		0.380	0.419	0.392	0.368
	σ_1 [KN/m ²]		2581.760	1915.505	1711.755	1517.515
	N (kN)	N ₁	367.900	300.735	251.654	209.175
		N ₂	122.633	100.245	83.885	69.725
	A _v (cm ²)	A _{v1}	10.57	8.64	7.23	6.01
		A _{v2}	3.52	2.88	2.41	2.00
	A _{min} (cm ²)	A _{min1}	4.99	5.50	5.15	4.82
		A _{min2}	4.99	5.50	5.15	4.82
	A _{vi} (cm ²)		7.83	6.83	6.05	3.91
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	12.53	10.35	8.74	6.99
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	6.95	7.20	6.66	5.80
	A _{vadopté} (cm ²)	Bande 1	15.4	11.31	11.31	7.85
		Bande 2	9.23	9.23	6.78	6.78
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2*5HA14	2*5HA12	2*5HA12	2*5HA10
		Bande 2	2*3HA14	2*3HA14	2*3HA12	2*3HA12
	S _t (cm)	Bande 1	9cm	9cm	9 cm	9cm
		Bande 2	18cm	18cm	18cm	18cm
	Ls(cm)		56	56	48	48
	A _H (cm ²)		6.16	5.14	4.52	3.66
	A _H adopté/ml (cm ²)		6.78	6.78	4.71	4.71
	Choix des barres/ml (cm ²)		6HA12	6HA12	6HA10	6HA10
	St (cm)		20	20	20	20
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	4 Epingles HA8/m ²	4 Epingles HA8/m ²	4 Epingles HA8/m ²
Vérification des contraintes	contrainte	$\tau_{u \max}$ =3,26 (MPa)	0.295	0.258	0.228	0.147
		$\tau_{b \max}$ =5 (MPa)	0.414	0.361	0.319	0.206
	ELS	N _s (kN)	964.04	951.45	711.06	314.17
		$\sigma_{b \max}$ =15 (MPa)	1.64	1.64	1.23	0.55

Introduction:

Les fondations sont des éléments de transmission des charges provenant de la superstructure vers le sol. Ils sont véhiculés par les éléments porteurs.

L'effort de compression du poteau se transmet aux fondations par des bielles de compression inclinées.



La composante horizontale de l'effort au niveau de la fondation est représentée par des forces de traction symétrique par rapport à l'axe de la semelle D'où la nécessité de placer des armatures dans cette direction.

1- Importance de l'étude des fondations :

Le sol étant l'élément de base d'une construction, l'étude des fondations est de la première importance.

La connaissance du sol de fondation doit précéder toute étude de structure quelle qu'elle soit.

En effet, le sol est une donnée alors que la structure est à définir et pour une bonne partie, la conception de celle-ci sera fonction des caractéristiques du sol de fondation

2- Type de fondation :

Selon la hauteur d'encastrement « D », c'est-à-dire l'épaisseur minimale des terres qui se trouvent au-dessus de la base de la fondation, et la largeur de la base « B », on peut définir les fondations comme étant :

- superficielle si $D < 1,5.B$
- semi-profondes si $1,5.B < D < 5.B$
- profondes si $D > 5.B$

• Fondation superficielles :

Les fondations superficielles forment un type d'assise pouvant être mise en place sur des sols de bonne portance, c'est-à-dire capables de reprendre les charges du bâtiment en entraînant un tassement minimum.

Leur simplicité de réalisation et leur faible coût font de ce type de fondation les structures les plus courantes.

Selon la structure qu'elles supportent, les fondations superficielles peuvent porter différents noms :

- on parlera des semelles isolées si elles se trouvent sous un poteau
- on parlera de semelles filantes ou linéaires si elles supportent un voile ou un muret sous poteaux.
- on parlera de radier si elles forment une dalle posée sur le sol.

Le niveau de sol sur lequel reposent les fondations est appelé "niveau d'assise", "fond de coffre" ou encore "fond de fouille".

- **Fondation profondes :**

Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante ; le bon sol se trouve à une grande profondeur

Les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits.

3- Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude nous ont donné :

- Une contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 1.8$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux

4- Le choix du type de fondation doit satisfaire les critères suivants :

- La stabilité de l'ouvrage.
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Un faible coût de réalisation (économie).
- La durée de vie.

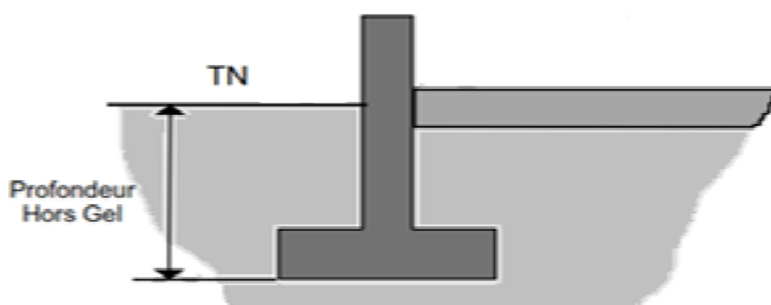
5- Le choix du type de fondation est fonction de :

- La nature du terrain et sa résistance.
- Profondeur du bon sol.
- Des caractéristiques topographiques du terrain.
- Les conditions relatives au voisinage du projet.

6- Profondeur hors gel des semelles de fondation :

Les cycles de gel-dégel peuvent déstructurer le sol d'assise des semelles de fondation et c'est pourquoi il est impératif de construire les fondations à une profondeur « hors-gel » suffisante.

Cette profondeur varie selon la zone climatique ; l'altitude et selon la capacité portante du sol.



7- Dimensionnement :

Les fondations superficielles sont calculées à l'état limite de service pour leur dimensionnement et à l'état limite ultime pour leurs armatures

➤ Les semelles filantes :

Les semelles filantes sont les fondations sous voiles ou sous murs.

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} L \text{ Avec :}$$

B : la largeur de la semelle

L : la longueur de la semelle

σ_{sol} : Contrainte du sol

G : charge permanent à la base du voile considéré

Q : surcharge d'exploitation à la base du voile considéré

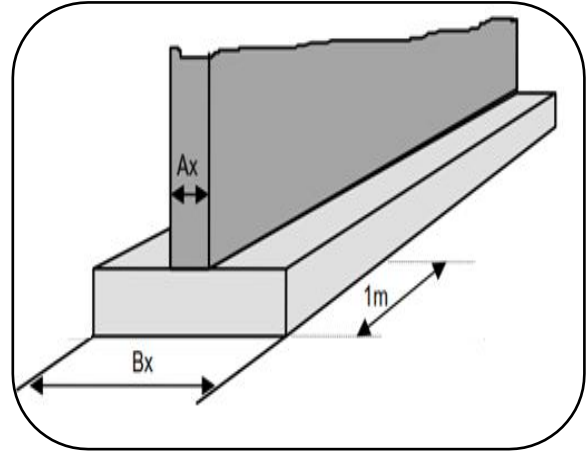


Figure .2 : Semelle filante sous voile

➤ Semelle filantes sous voiles :

Sens transversal :

Voiles	$N_s(KN)$	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VT1. 1	2869.53	4	3.98	15.94
VT1. 3	2973.09	4	4.12	16.48
VT2.1	1314.52	2.86	2.55	7.293
VT2.3	1284.47	2.86	2.49	7.121
VT3. 1	964.98	1.90	2.82	5.358
VT3. 3	1011.6	1.90	2.95	5.605
VT4. 1	1153.92	1.95	3.28	6.396
VT4. 3	1135.17	1.95	3.23	6.298
Somme				70.491

Sens longitudinale :

Voiles	$N_s (KN)$	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VL1.1	761.87	1.75	2.41	4.217
VL1.3	753.52	1.75	2.39	4.182
VL2.1	804.82	1.05	4.25	4.462
VL2.3	816.37	1.05	4.31	4.525
VL3.1	1028.63	1.95	2.93	5.713
VL4.1	805.89	1.35	3.31	4.468
VL4.3	778.79	1.35	3.20	4.320
Somme				31.887

La somme des surfaces des semelles sous voiles est : $S_v = \sum B_i \times L_i$.

$$S_{voiles} = 31.887 + 70.491 = 102.378 \text{ m}$$

➤ Semelle filantes sous poteaux :

Hypothèses de calcul :

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

On fera le calcul sur le portique le plus sollicité :

Etape de calcul :

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i = 3030.11 \text{ KN}$
- Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :

e_i : Excentricité par rapport au centre de gravité.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$$

Poteaux	$N_i \text{ (KN)}$	$e_i \text{ (m)}$	$N_i \times e_i \text{ (KN.m)}$	$M_i \text{ (KN.m)}$
P1	726.84	5.90	4288.356	7.737
P2	1104.43	1.90	2098.417	-1.557
P3	585.52	-1.7	-995.348	4.905
P4	613.32	-5.83	-3575.6556	-5.304
Somme	3030.11	/	1815.7694	5.781

Résultats de calcul d'une semelle filante sous poteau.

$$e = \frac{1815.7694 + 5.781}{3030.11} = 0.60 \text{ m}$$

- ✓ Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$\begin{cases} e < \frac{l}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.} \\ e > \frac{l}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.} \end{cases}$$

$$e = 0.38 \text{ m} < \frac{12.05}{6} = 2 \text{ m}$$

Donc pour notre cas on a une répartition trapézoïdale

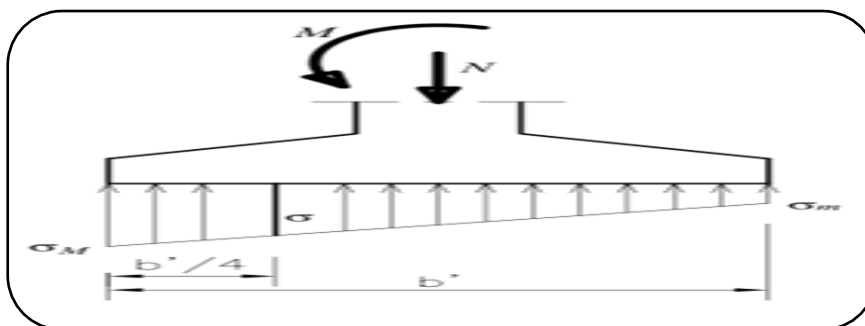


Figure .3 : Répartition trapézoïdale

$$\rightarrow \begin{cases} \sigma_{min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6 \times e}{L} \right) = \frac{3030.11}{12.05} \left(1 - \frac{6 \times (0.6)}{12.05} \right) = 176.336 \text{ KN/ml.} \\ \sigma_{max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6 \times e}{L} \right) = \frac{3030.11}{12.05} \left(1 + \frac{6 \times (0.6)}{12.05} \right) = 251.76 \text{ KN/ml.} \\ \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3 \times e}{L} \right) = \frac{3030.11}{12.05} \left(1 + \frac{3 \times (0.6)}{12.05} \right) = 289.024 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

✓ Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{\sigma(L/4)}{\sigma_{sol}} = \frac{289.024}{180} = 1.60 \implies A=B=2$$

La surface de la semelle filante sous poteau : $S_p = B \times L = 2 \times 12.05 = 24.1 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles filantes sous poteaux : $S_{\text{Poteaux}} = S_p \times n = 24.1 \times 6 = 144.6 \text{ m}^2$

Avec n : nombre de portique dans le sens considéré.

Enfin, la surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_t = S_{\text{t Poteaux}} + S_{\text{t voiles}} = 144.6 + 102.378 = 246.978 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure $S_{bat} = 272.4005 \text{ m}^2$

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{246.978}{249.5635} = 0.98$$

$$S_t > 50\% S_{bat}$$

La surface totale des semelles filantes représente 98% de la surface du bâtiment

Conclusion :

Les semelles occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, la solution des semelles filantes est à écarter et on adopte un radier général comme fondation pour notre bâtiment.

➤ Etude du radier :

Le radier général sert d'assise à la construction il correspond au plancher bas du bâtiment. Pour pouvoir retenir ce mode de fondation il faut, toutefois que la construction ne supporte pas de charges d'exploitation présentant d'importantes dissymétries.

Lorsque la condition précédente est réalisée, le radier fonctionne comme un plancher renversé.

✓ Pré-dimensionnement du radier :

➤ Condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25 \text{ cm}$)

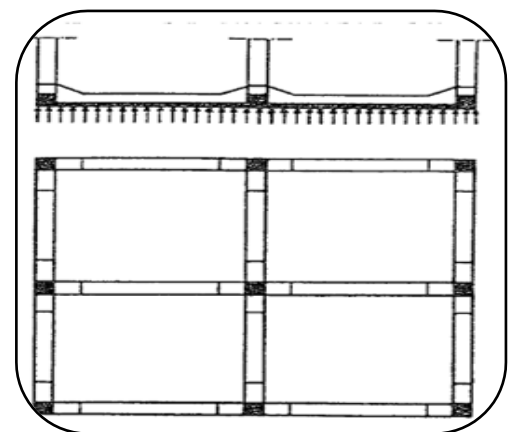


Figure .4 : Coupe sur un radier

➤ **Condition forfaitaire :**

❖ La nervure du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{400}{10} = 40cm \quad \text{On opte pour } h = 45cm$$

❖ La dalle du tablier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{400}{20} = 0.20 \quad \text{On opte pour une hauteur de la dalle } h_d = 30cm$$

➤ **Condition de rigidité (condition de longueur d'élasticité) :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{max}$$

Le radier est rigide s'il vérifie $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e$

$$\text{On aura donc } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

- $L_{max} = 4m$: la plus grande distance entre deux poteaux.
- L_e : longueur élastique.
- $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10819 \text{ MPa}$: module de déformation longitudinale différée.
- $I = \frac{b \times h^3}{12}$: inertie d'une bande de 1 m de radier.
- $K = 40 \text{ MPa}$: module de raideur du sol pour un sol moyen.

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3.14} \times 4\right)^4 \cdot \frac{3 \times 40}{10819}} = 0.77 \text{ m} \quad \text{On opte pour } h = 0.80 \text{ cm}$$

Finalement on prendra la hauteur de la nervure $h_n = 80 \text{ cm}$

La largeur de la nervure : doit satisfaire la condition suivante :

$$0.4h_n \leq b \leq 0.7h_n$$

$$0.4 \times 80 \leq b \leq 0.7 \times 80$$

$$32 \text{ cm} \leq b \leq 56 \text{ cm}$$

On opte pour une largeur de la nervure $b = 55cm$

➤ **Hauteur de la dalle flottante :**

$$\frac{L_{max}}{50} \leq h_{dalle \text{ flottante}} \leq \frac{L_{max}}{40}$$

$$8cm \leq h_{dalle \text{ flottante}} \leq 10cm$$

Avec : L_{max} : la plus grande distance entre deux poteaux.

On opte pour une hauteur de la dalle flottante de 8cm

Le choix définitif des dimensions du radier sont les suivants :

Hauteur des nervures suivent les deux sens $h_n = 80 \text{ cm}$

Largeur de la nervure $b_n = 55cm$

Epaisseur de la dalle $h_d = 30\text{cm}$

Dalle flottante $h_{\text{dalle flottante}} = 8\text{cm}$

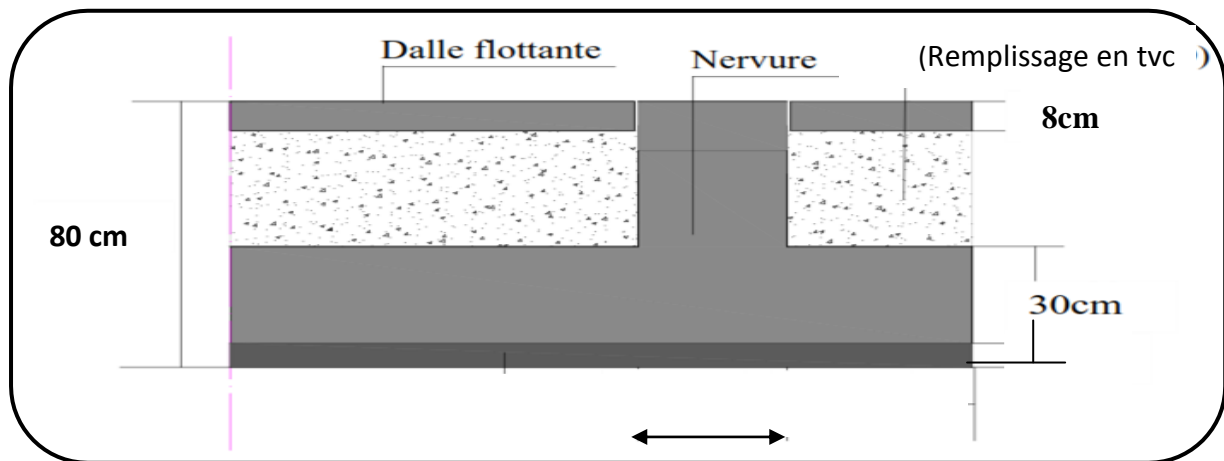


Figure .5 : Coupe verticale sur le

❖ Détermination de la surface nécessaire au radier :

$$\Rightarrow \text{ELU} : S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.35\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

$$\Rightarrow \text{ELS} : S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 180 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\left. \begin{array}{l} G = 27993.10 \text{ KN} \\ Q = 4336.35 \text{ KN} \end{array} \right\}$$

Ils sont obtenus à l'aide du logiciel ETABS

$$\text{ELU} : N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 27993.10 + 1.5 \times 4336.35 = 44295.21 \text{ KN.}$$

$$\text{ELS} : N_s = G + Q = 27993.10 + 4336.35 = 32329.45 \text{ KN.}$$

$$N_u = 44295.21 \text{ KN}$$

$$N_s = 32329.45 \text{ KN}$$

Application numérique :

$$\Rightarrow \text{ELU} : S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{44295.21}{1.33 \times 180} = 185 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow \text{ELS} : S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{32329.45}{180} = 179.6 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = \max(S_{\text{radier}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{radier}}^{\text{ELS}}) = 185 \text{ m}^2$$

$$\text{La surface totale du bâtiment } S_{\text{bat}} = 249.5635 \text{ m}^2$$

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on doit ajouter au radier un débord minimale de largeur ($L_{\text{déb}}$) qui est calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30cm\right) = \max\left(\frac{80}{2}; 30cm\right) = \max(40cm; 30cm) = 40cm$$

Soit un débord de largeur $L_{deb} = 60cm$

$$S_{deb} = L_{deb}(L_{x1} + L_{x2}) = 0.6(22.12 + 19.31) = 24.858$$

La surface totale du radier devient

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 249.5635 + 25.858 = 274.4215m^2$$

❖ Détermination des efforts à la base du radier :

$$P_{radier} = P_{dalle} + P_{nervure} + P_{TVO} + P_{dalle \text{ flottante}}$$

a) Poids de la dalle :

$$P_{dalle} = S_{rad} \times h_d \times \varphi_b = 274.4215 \times 0.30 \times 25 = 2058.16KN$$

b) Poids de la nervure:

$$P_n = b_n(h_n - h_d) \times L \times n \times \varphi_b = 0.55(0.8 - 0.30) \times (13.25 \times 6 + 22.12 + 21.15 + 20.16 + 19.31) \times 25KN = 1115.4KN$$

c) Poids de TVC :

$$P_{TVC} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{TVO}$$

$$S_{ner} = b_n \times L \times n = (0.55 \times 13.25 \times 6) + (0.55 \times (22.12 + 21.15 + 20.16 + 19.31)) = 89.232m^2$$

$$P_{TVC} = (274.4215 - 89.232) \times (0.80 - 0.30) \times 17 = 1574.11KN$$

$$\text{Avec : } \rho_{TVC} = 17 \frac{KN}{m^3}$$

d) Poids de la dalle flottante :

$$P_{dalleflottante} = (S_{rad} - S_{ner}) \times e_p \times \varphi_b$$

$$P_{dalleflottante} = (274.4215 - 89.232) \times 0.08 \times 25 = 370.379KN$$

Donc le poids total du radier est

$$P_{rad} = 2058.16 + 1115.4 + 1574.11 + 370.379 = 5118.049 KN$$

➤ Poids totale de l'ouvrage :

$$G_{rad} = 5118.049KN \dots \dots \dots \text{Calculer}$$

$$G_{bat} = 27993.10KN \dots \dots \dots \text{ETABS}$$

$$G_{tot} = G_{inf} + G_{sup} = 5118.049 + 27993.10 = 33111.149KN$$

➤ Surcharge totale :

$$Q_{sup} = 4336.35 \dots \dots \dots \text{ETABS}$$

$$Q_{inf} = 2.5 \times S_{rad} = 2.5 \times 274.4215 = 686.04KN \dots \dots \dots \text{Calculer}$$

$$Q_{tot} = Q_{inf} + Q_{sup} = 686.04 + 4336.35 = 5022.39KN$$

➤ Les combinaisons d'actions :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G_{\text{tot}} + 1.5Q_{\text{tot}} = 44700.05 + 7533.585 = 52233.635 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } q_s = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 33111.149 + 5022.39 = 38133.539 \text{ KN}$$

❖ Verifications:

a) Vérification de la contrainte de cisaillement $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$:

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\text{➤ } \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5} \text{ MPa}, 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa} \} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{➤ } \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{380.68}{1 \times 0.27} = 1409.92 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 1.409 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \quad b = 1 \text{ m}$$

$$\checkmark \quad d = 0.9 \quad h_d = 0.9 \times 0.30 = 0.27 \text{ m}$$

$$\checkmark \quad T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{52233.635 \times 1}{274.4215} \times \frac{4}{2} = 380.68 \text{ KN}$$

Finalement : $\tau_u = 1.409 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée**

b) Vérification de la stabilité du radier :

La vérification de la stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Un effort normal (N)
- Un effort de renversement (M)

$$M = M_0 + T_0 h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base de la structure

T_0 : Effort tranchant à la base de la structure

h : Profondeur de l'infrastructure

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

➤ Calcul du centre de gravité du radier

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 9.54 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 6.78 \text{ m}$$

➤ Moment d'inertie du radier :

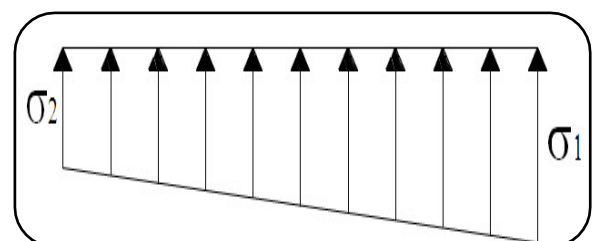


Figure .6 : Diagramme des contraintes sous le radier

$$I_{xx} = 4006.64 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 9864.24 \text{ m}^4$$

❖ Calcul des moments :

$$M_{xx} = 45727.403 + (2291.15 \times 0.80) = 47560.323 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy} = 55654.782 + (2735.09 \times 0.80) = 57842.854 \text{ KN.m}$$

Obtenu à l'aide du logiciel ETABS

➡ Sens longitudinal :

$$\text{ELU} : \sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{xx}} X_G = \frac{44295.21}{274.4215} + \frac{47560.323}{4006.64} \times 9.54 = 274.656 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{xx}} X_G = \frac{44295.21}{274.4215} - \frac{47560.323}{4006.64} \times 9.54 = 48.169 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS} : \sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{xx}} X_G = \frac{32329.45}{274.4215} + \frac{47560.323}{4006.64} \times 9.54 = 231.05 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{xx}} X_G = \frac{32329.45}{274.4215} - \frac{47560.323}{4006.64} \times 9.54 = 4.566 \text{ KN/m}^2$$

➡ Sens transversal :

$$\text{ELU} : \sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{yy}} Y_G = \frac{44295.21}{274.4215} + \frac{57842.854}{9864.24} \times 6.78 = 201.170 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{yy}} Y_G = \frac{44295.21}{274.4215} - \frac{57842.854}{9864.24} \times 6.78 = 121.655 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS} : \sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{yy}} Y_G = \frac{32329.45}{274.4215} + \frac{57842.854}{9864.24} \times 6.78 = 157.566 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{yy}} Y_G = \frac{32329.45}{274.4215} - \frac{57842.854}{9864.24} \times 6.78 = 78.052 \text{ KN/m}^2$$

c) Vérification de la condition de résistance :

$$\text{ELU} : \sigma_m \leq 1.33 \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 239.4 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

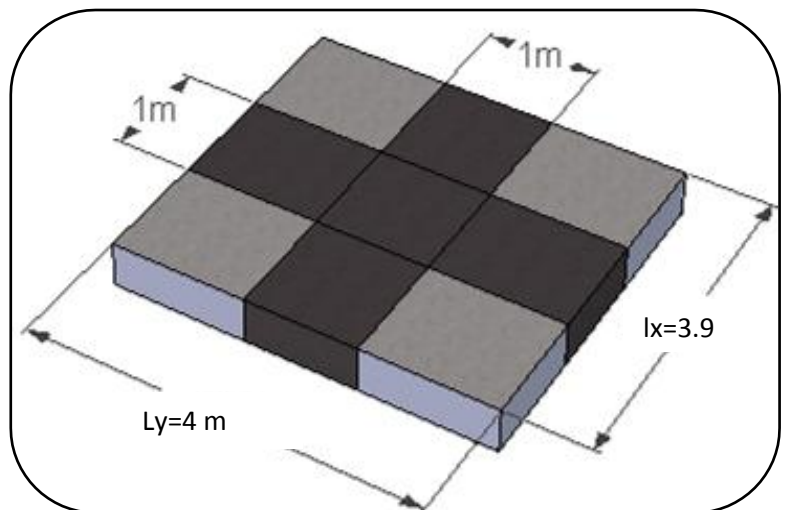
$$\text{ELS} : \sigma_m \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 180 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \text{ Avec } : \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 1.8 \text{ bars} = 180 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

	ELU					ELS				
	σ_1 $\left(\frac{KN}{m^2}\right)$	σ_2 $\left(\frac{KN}{m^2}\right)$	σ_m $\left(\frac{KN}{m^2}\right)$	$1.33\overline{\sigma_{sol}}$ $\left(\frac{KN}{m^2}\right)$	OBS	σ_1 $\left(\frac{KN}{m^2}\right)$	σ_2 $\left(\frac{KN}{m^2}\right)$	σ_m $\left(\frac{KN}{m^2}\right)$	$\overline{\sigma_{sol}}$ $\left(\frac{KN}{m^2}\right)$	OBS
Sens longitudinal	274.656	48.169	218.034	239.4	CV	231.05	4.566	174.429	180	CV
Sens transversal	201.170	121.65 5	181.291	239.4	CV	157.566	78.052	137.688	180	CV

8- Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91 révisées 99

Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie et appuyé sur les poteaux et les voiles



Le calcul s'effectue par la méthode suivante :

1. Panneaux encastrés appuis sur 4 cotés :

On distingue deux cas :

1er cas : Si $\rho < 0,4$, le panneau de dalle travaille dans un seul sens.

$$M_{0x} = q_u \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{0y} = 0$$

2eme cas : Si $0,4 \leq \rho < 1$, le panneau travaille dans les deux sens, les moments développés au centre de panneau pour des bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x q l_x^2$

- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y M_{0x}$

Les coefficients μ_x μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Figure .7 : Le panneau le plus solliciter

Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

Les contraintes prises en compte dans le calcul sont :

$$\mathbf{L'ELU : } q_u = \sigma_m^{\max}(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(218.034 - \frac{5118.049}{274.4215} \right) \times 1 = 205.21 \text{ KN/ml}$$

$$\mathbf{L'ELS : } q_s = \sigma_m^{\max}(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(174.429 - \frac{5118.049}{274.4215} \right) \times 1 = 159.81 \text{ KN/ml}$$

2) Identification des panneaux :

$l_x(\text{m})$	$l_y(\text{m})$	$\varphi_x = \frac{l_x}{l_y}$	ELU		ELS	
			μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
3.9	4.0	0.975	0.0463	0.962	0.0389	0.945

l_x : petite portée du panneau

l_y : grande portée du panneau

Les valeurs des coefficients μ_y et μ_x sont données en fonction du rapport φ_x et du coefficient de poisson

$0.4 < \varphi_x = \frac{l_x}{l_y} = 0.975 < 1$ panneau portant dans les deux sens

Donc on utilise la méthode exposée dans l'annexe E 3 du BAEL91 modifiée 99

3) Calcul des moments isostatiques :

Le moment isostatique dans le sens de l_x est donné par la formule suivante : $M_{0x} = \mu_x q l_x^2$

Le moment isostatique dans le sens de l_y est donné par la formule suivante : $M_{0y} = \mu_y M_{0x}$

ELU : $q_u = 205.21 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$		ELS : $q_s = 159.81 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$	
$M_{0x} = 140.407$	$M_{0y} = 135.071$	$M_{0x} = 92.169$	$M_{0y} = 87.099$

Remarque :

- ✓ Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :
 - Moment en travée : $M_{tx} = 0,75M_{0x}$; $M_{ty} = 0,75M_{0y}$
 - Moment sur appuis : $M_{ax} = 0,5M_{0x}$; $M_{ay} = 0,5M_{0y}$
- ✓ Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel :
 - Moment en travée : $M_{tx} = 0,85M_{0x}$; $M_{ty} = 0,85M_{0y}$
 - Moment sur appuis de rive : $M_{ax} = 0,3M_{0x}$; $M_{ay} = 0,3M_{0y}$
 - Moment sur appuis intermédiaire : $M_{ax} = 0,5M_{0x}$; $M_{ay} = 0,5M_{0y}$

Donc les moments calculés seront minorés en leur affectant des coefficients de (0.5) aux appuis et de (0.75) en travée

ELU :**Sens X-X :**

- Moment en travée : $M_{tx} = 0,75 \times 140.407 = 105.305 \text{ KN.m}$
- Moment sur appuis $M_{ax} = 0,5 \times 140.407 = 70.203 \text{ KN.m}$

Sens Y-Y :

- Moment en travée : $M_{ty} = 0,75 \times 135.071 = 101.303 \text{ KN.m}$
- Moment sur appuis $M_{ay} = 0,5 \times 135.071 = 67.535 \text{ KN.m}$

ELS :**Sens X-X :**

- Moment en travée : $M_{tx} = 0,75 \times 92.169 = 69.126 \text{ KN.m}$
- Moment sur appuis $M_{ax} = 0,5 \times 92.169 = 46.084 \text{ KN.m}$

Sens Y-Y :

- Moment en travée : $M_{ty} = 0,75 \times 87.099 = 65.324 \text{ KN.m}$
- Moment sur appuis $M_{ay} = 0,5 \times 87.099 = 43.549 \text{ KN.m}$

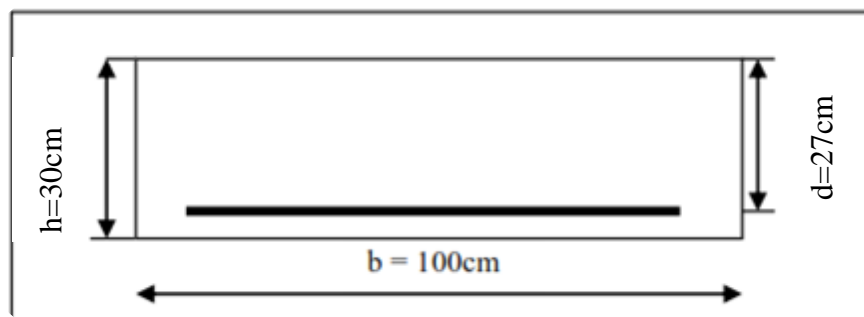


Figure .8 : Dimension de la section de calcul

1) Ferrailage suivant x-x :**➤ Aux appuis:**

$$\text{Moment réduit}(\mu) : \mu_u = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{70.203 \times 10^3}{1 \times 270^2 \times 14.2} = 0.067 < 0.392 \dots \text{S.S.A}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.067 \dots \beta = 0.9655 \text{ (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

$$\bullet A_{ax} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{70.203 \times 10^3}{0.9655 \times 0.27 \times 348} = 773 \text{ mm}^2/\text{ml} = 7.73 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ax} = 7.73 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 8\text{HA}14 = 12.31 \text{ cm}^2/\text{ml avec un espacement de } 12.5 \text{ cm.}$$

➤ En travée :

$$\text{Moment réduit}(\mu) : \mu_u = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{105.305 \times 10^3}{1 \times 270^2 \times 14.2} = 0.101 < 0.392 \dots \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.101 \dots \beta = 0.9465 \text{ (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

$$\bullet A_{tx} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{105.659 \times 10^3}{0.9465 \times 0.27 \times 348} = 1188 \text{ mm}^2/\text{ml} = 11.88 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{tx} = 11.88 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 8\text{HA}14 = 12.31 \text{ cm}^2/\text{ml avec un espacement de } 12.5 \text{ cm}$$

2) Ferrailage suivant y-y :

➤ Aux appuis :

$$\text{Moment réduit}(\mu) : \mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{67.535 \times 10^3}{1 \times 270^2 \times 14.2} = 0.065 < 0.392 \dots\dots\dots \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.065 \dots\dots\dots \beta = 0.9665 \text{ (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

$$\bullet A_{ay} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{67.535 \times 10^3}{0.9665 \times 0.27 \times 348} = 743 \text{ mm}^2/\text{ml} = 7.43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ay} = 7.43 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 8\text{HA}14 = 12.31 \text{ cm}^2/\text{ml avec un espacement de } 12.5 \text{ cm.}$$

➤ En travée :

$$\text{Moment réduit}(\mu) : \mu_u = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{101.303 \times 10^3}{1 \times 270^2 \times 14.2} = 0.097 < 0.392 \dots\dots\dots \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.097 \dots\dots\dots \beta = 0.9485 \text{ (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

$$\bullet A_{ty} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{101.303 \times 10^3}{0.9485 \times 0.27 \times 348} = 1136 \text{ mm}^2/\text{ml} = 11.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ty} = 11.36 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 8\text{HA}14 = 12.31 \text{ cm}^2/\text{ml avec un espacement de } 12.5 \text{ cm}$$

Sens		M (KN.m)	OBS	A (cm ²)	Choix des barres	A _{adopté} (cm ²)	Espacement
Selon (x-x)	En travée	105.305	SSA	11.88	8HA14	12.31	12.5
	En appui	70.203	SSA	7.73	8HA14	12.31	12.5
Selon (y-y)	En travée	101.303	SSA	11.36	8HA14	12.31	12.5
	En appui	67.535	SSA	7.43	8HA14	12.31	12.5

3) Vérification à l'ELU :

❖ Condition de non fragilité du béton (Art B.7.4 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\text{Ferrailage minimal : } A_{\min} = \delta_0 \times b \times h \times \left(\frac{3 - \varphi_x}{2} \right) = 0.0008 \times 100 \times 30 \times \left(\frac{3 - 0.975}{2} \right) = 2.43 \text{ cm}^2$$

- δ_0 : Taux des armatures minimales

0,0008 pour les aciers à haute adhérence de classe **FeE400**.

0,0006 pour les aciers à haute adhérence de classe **FeE500**.

➤ Aux appuis :

$$A_{ad}^{xy} = 12.31 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.15 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ En travée :

$$A_{ad}^{xy} = 12.31 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.15 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Espacement des armatures (Art A.8.2.42 BAEL 91 modifiée 99) :

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

Sens x-x :

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(90 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 12.5 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(120 ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 12.5 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

4) Vérification à l'ELS :

❖ Vérification des contraintes dans le béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

Il faut vérifier que $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- $\rho_1 = \frac{100A}{b_0 d}$
- $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$
- $\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1}$ en (MPa)

Les résultats sont donnés sur le tableau ci-dessous :

Sens	Zone	Ms KN.m	A (cm ²) (ELU)	ρ_1	K_1	β_1	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	OBS
X- X	Appuis	46.084	12.31	0.455	34.02	0.898	154.40	348	3.80	15	vérifié
	Travée	69.126	12.31	0.455	34.02	0.898	231.60	348	6.80	15	Vérifié
Y- Y	Appuis	43.549	12.31	0.455	34.02	0.898	145.90	348	3.59	15	Vérifié
	Travée	65.324	12.31	0.455	34.02	0.898	218.86	348	6.43	15	vérifié

Conclusion :

Le ferrailage adopté pour la dalle à l'ELU est satisfaisant

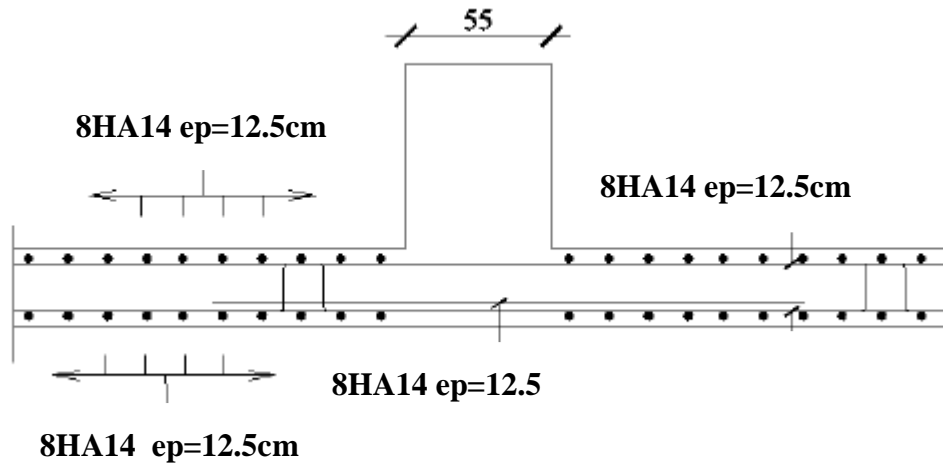


Figure.9 :ferrailage du radier sens xx - yy

9- Etude des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier, celui-ci sera muni de nervures dans les deux sens.

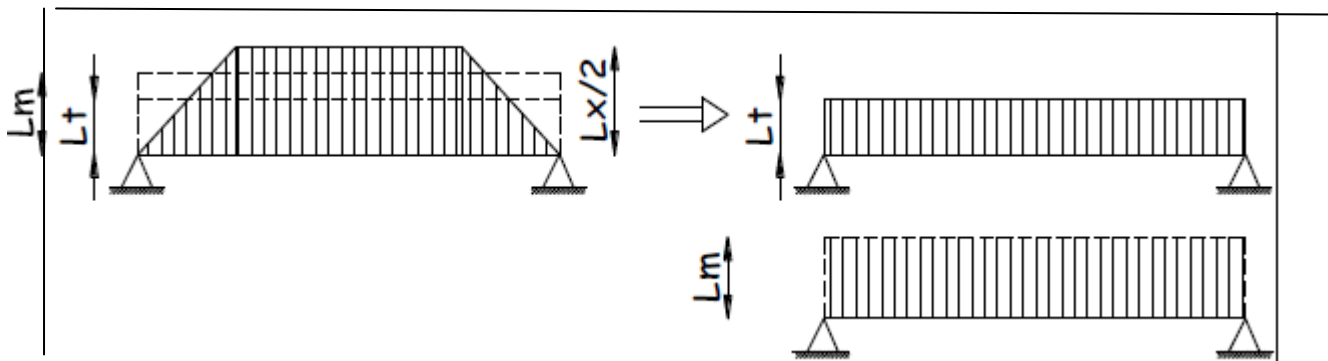
Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci

Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.

1) Chargement simplifié :

Pour le calcul des efforts internes maximum, on ramènera ces type de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de la dalle(panneau) correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur L_m) et le même effort tranchant (largeur L_t) que le diagramme trapézoïdal. Ainsi sous ce chargement devenu uniformément reparti et le calcul devient classique



❖ Pour les charges trapézoïdales :

❖ Sens transversal :

$$L_m = L_x \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) = 1.332\text{m}$$

$$L_t = L_x \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right) = 0.999\text{m}$$

❖ Sens longitudinal

$$L_m = L_y \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) = 1.366\text{m}$$

$$L_t = L_y \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right) = 1.025\text{m}$$

2) Charge à considérer :

❖ Sens transversal :

$$q_{Mu} = q_u \times L_m = 205.21 \times 1.332 \times 2 = 546.67\text{KN/ml}$$

$$q_{Ms} = q_s \times L_m = 159.81 \times 1.332 \times 2 = 425.73\text{KN/ml}$$

$$q_{Tu} = q_u \times L_t = 205.21 \times 0.999 \times 2 = 205\text{KN/ml}$$

$$q_{Ts} = q_s \times L_t = 159.81 \times 0.999 \times 2 = 319.3\text{KN/ml}$$

❖ Sens longitudinal :

$$q_{Mu} = q_u \times L_m = 205.21 \times 1.366 \times 2 = 560.633\text{KN/ml}$$

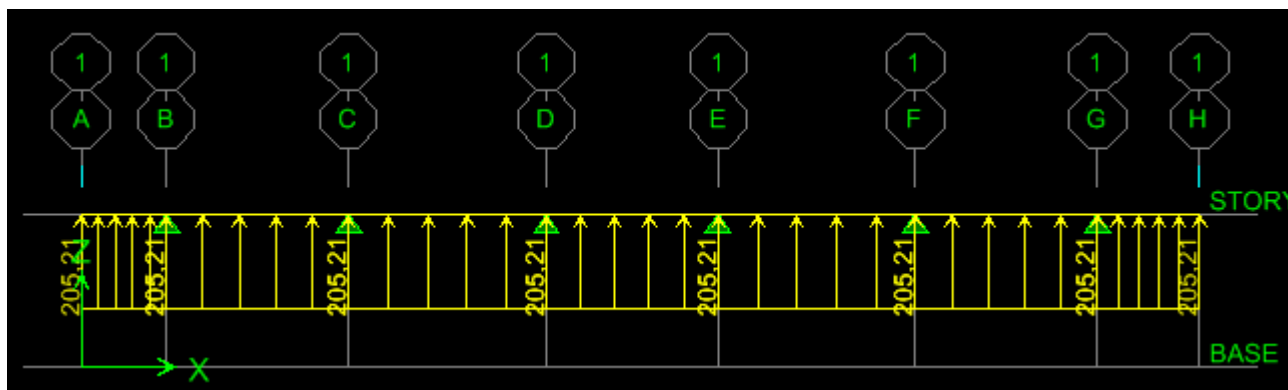
$$q_{Ms} = q_s \times L_m = 159.81 \times 1.366 \times 2 = 436.6\text{KN/ml}$$

$$q_{Tu} = q_u \times L_t = 205.21 \times 1.025 \times 2 = 420.681\text{KN/ml}$$

$$q_{Ts} = q_s \times L_t = 159.81 \times 1.025 \times 2 = 327.610\text{KN/ml}$$

3. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

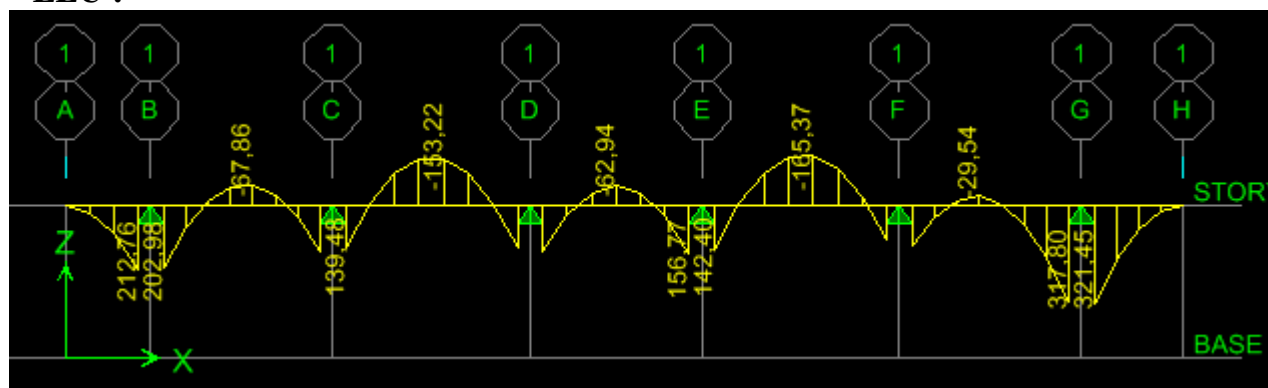
Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés par le logiciel Etabs.



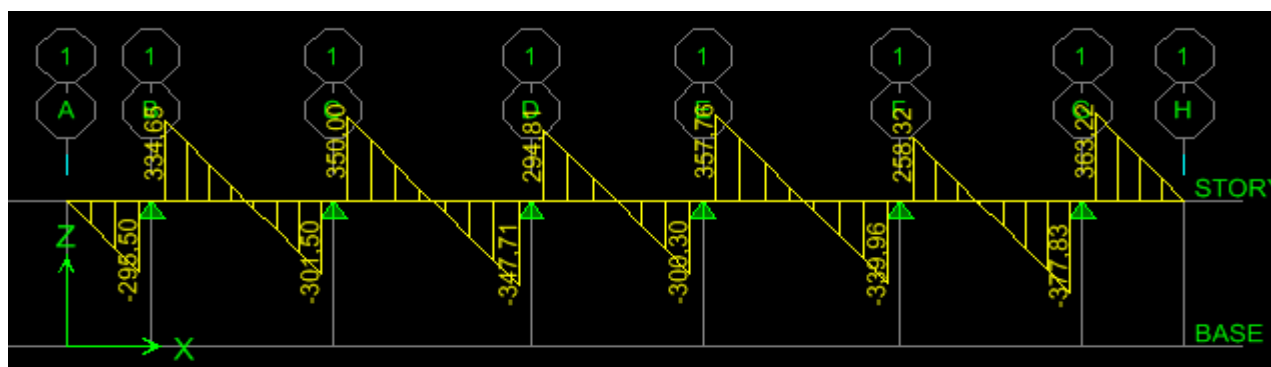
Le chargement à ELU

Sens (X-X) :

★ ELU :

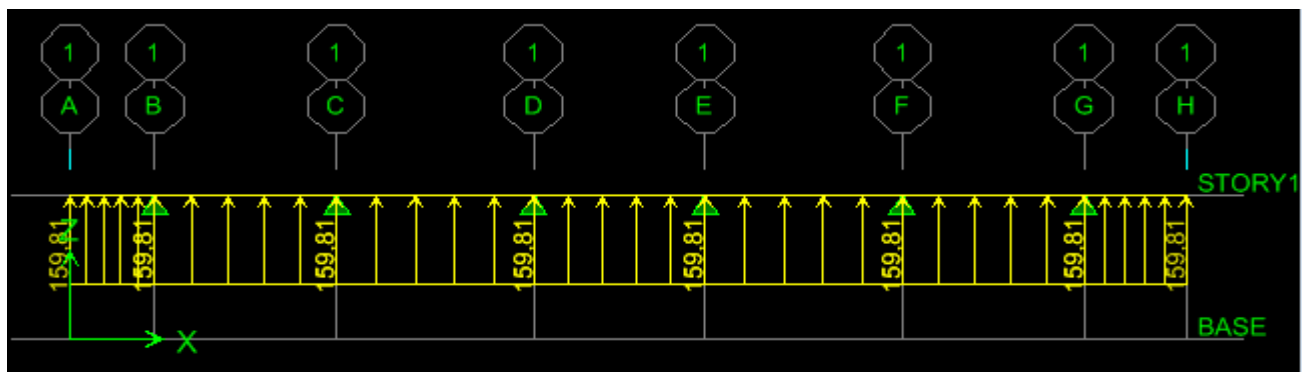


Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU

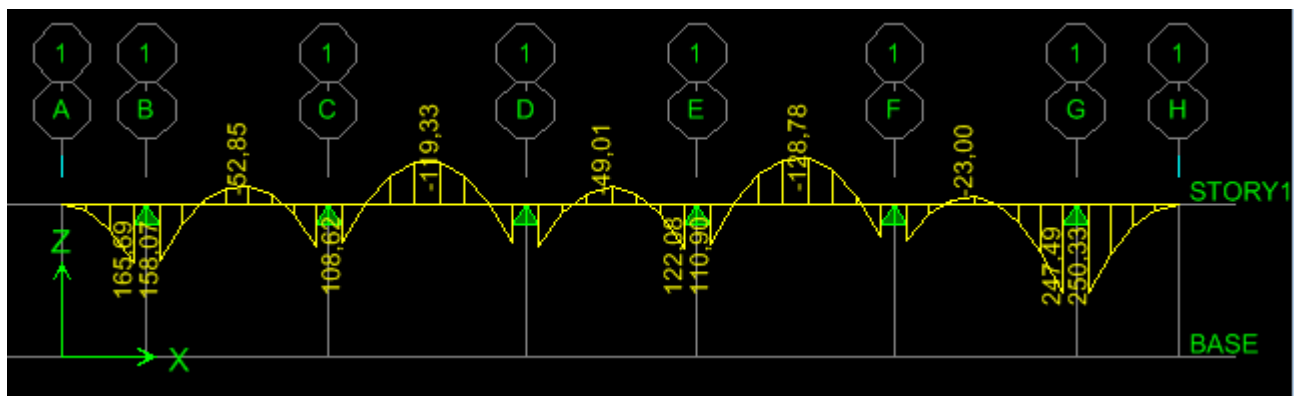


Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU

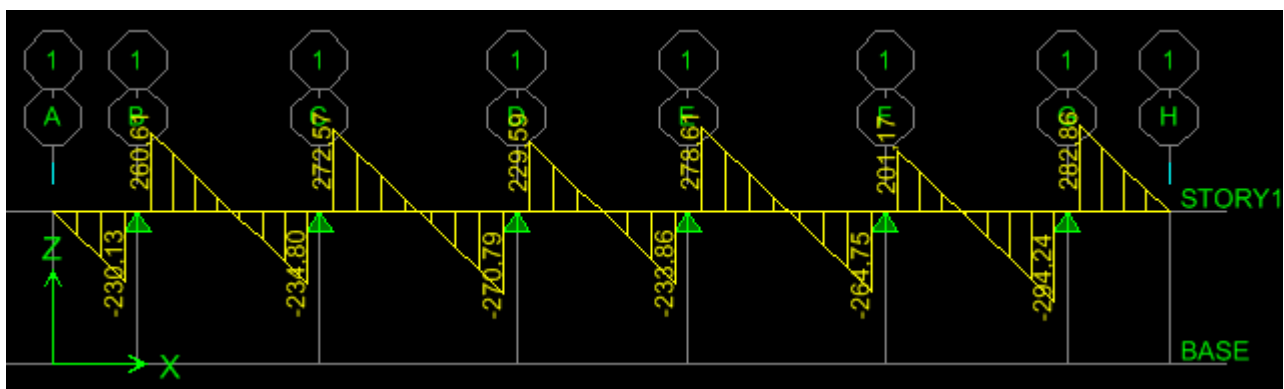
ELS :



Le chargement à l'ELS



Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS

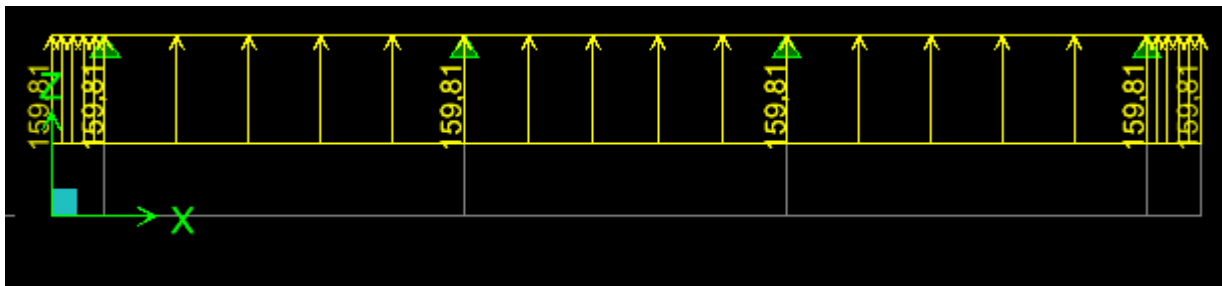


Diagrammes des efforts tranchant à l'ELS

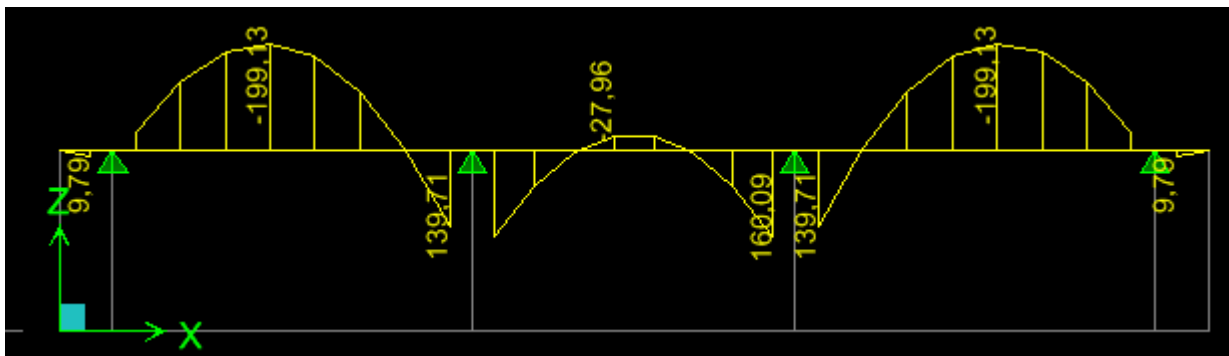
ELU



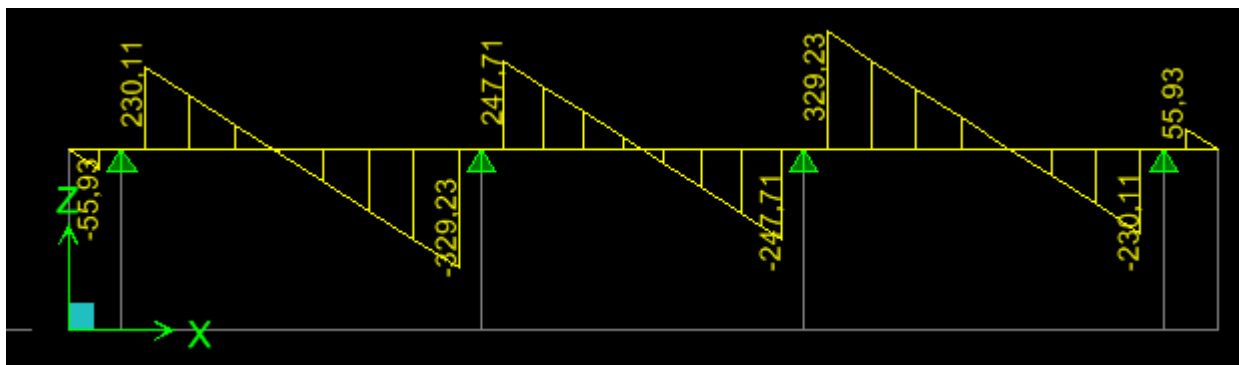
ELS :



Le chargement à ELS



Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS



Diagrammes des efforts tranchant à l'ELS

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

	Sens (x-x)	Sens (y-y)
Moments (Travée)	$M_u = 165.37 \text{ KN.m}$	$M_u = 255.7 \text{ KN.m}$
	$M_s = 128.78 \text{ KN.m}$	$M_s = 199.13 \text{ KN.m}$
Moments (Appuis)	$M_u = 317.80 \text{ KN.m}$	$M_u = 205.57 \text{ KN.m}$
	$M_s = 250.33 \text{ KN.m}$	$M_s = 160.09 \text{ KN.m}$
Efforts Tranchants	$T_u = 377.83 \text{ KN}$	$T_u = 422.76 \text{ KN}$
	$T_s = 294.24 \text{ KN}$	$T_s = 329.23 \text{ KN}$

4) Calcul des armatures longitudinales :

Sens X-X :

$b = 55 \text{ cm}$; $h = 80 \text{ cm}$; $d = 77 \text{ cm}$, $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$, $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

➤ Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{317.80 \times 10^3}{55 \times 77^2 \times 14.2} = 0.068$$

$$\mu = 0.040 \leq 0.392 \dots \dots \dots (SSA) \beta = 0.980 \rightarrow$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{317.8 \times 10^6}{0.980 \times 770 \times 348} = 12.10 \text{ cm}^2$$

Soit : 8HA14 = 12.31 cm²/ml.

➤ En travée :

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{165.37 \times 10^3}{55 \times 77^2 \times 14.2} = 0.035$$

$$\mu = 0.035 \leq 0.392 \dots \dots \dots (SSA). \longrightarrow \beta = 0.9825$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{165.37 \times 10^6}{0.9825 \times 770 \times 348} = 6.28 \text{ cm}^2 \text{ Soit : 8HA14 = 12.31 cm}^2/\text{ml.}$$

Sens Y-Y :

➤ Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{205.57 \times 10^3}{55 \times 77^2 \times 14.2} = 0.044$$

$$\mu = 0.044 \leq 0.392 \dots \dots \dots (SSA). \longrightarrow \beta = 0.978$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta_d \sigma_{st}} = \frac{205.57 \times 10^6}{0.978 \times 770 \times 348} = 7.84 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 8\text{HA}14 = 12.31 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

➤ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{255.7 \times 10^3}{55 \times 77^2 \times 14.2} = 0.055$$

$$\mu = 0.026 \leq 0.392 \dots\dots\dots (\text{SSA}). \longrightarrow \beta = 0.9715$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta_d \sigma_{st}} = \frac{255.7 \times 10^6}{0.9715 \times 770 \times 348} = 9.82 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 8\text{HA}14 = 12.31 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Les résultats des ferraillements sont résumés dans le tableau qui suit :

	X-X	Y-Y	espacements
Appuis	4HA14+4HA14	4HA14+4HA14	12.5
Travée	4HA14+4HA14	4HA14+4HA14	12.5

• **Vérification à l'ELU :**❖ **Condition de non fragilité du béton (BAEL 91 modifiée 99 Art B.4.2.1) :**

Le ferraillement de la nervure doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{st}^{\min}$

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 55 \times 77 \times 2.1}{400} = 4.65 \text{ cm}^2$$

Sens X-X :

$$A_{st} = 12.31 \text{ cm}^2 \geq A_{st}^{\min} = 4.65 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Sens Y-Y :

$$A_{st} = 12.31 \text{ cm}^2 \geq A_{st}^{\min} = 4.65 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

❖ **Calcul des armatures transversales :****Diamètre minimal :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_t}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm}$$

Soit le diamètre des armatures transversales $\phi = 8 \text{ mm}$.

Espacement des armatures :**En zone nodale :**

$$S_{t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12 \phi \right\}} \neq \min \left\{ 20; 14.4 \right\}$$

Soit : **St = 12.5 cm**

En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 40\text{cm.}$$

Soit : **$S_t = 12.5 \text{ cm.}$**

❖ **Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

T_u^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU.

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa.}$$

➤ Sens longitudinal « X-X » :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{377.83 \times 10^3}{550 \times 770} = 0.892 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Sens transversal « Y-Y » :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{422.76 \times 10^3}{550 \times 770} = 0.998 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Armatures de peau (Art 8.3/BAEL91) :**

Des armatures dénommées (armatures de peau) sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'eau moine 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 80 cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

$$A_p = \frac{3 \text{ cm}^2}{1\text{ml} \times 1.2} = 2.5 \text{ cm}^2 \text{ Soit donc 2HA12 avec } A_p = 3.08 \text{ cm}^2.$$

• **Vérifications à l'ELS :**

❖ **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

➡ Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{On détermine } \rho_1 = \frac{100 A}{b_0 d}$$

$$\bullet \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

$$\bullet \sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} \text{ (MPa)}$$

➡ Vérification des contraintes dans les aciers

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés sur le tableau ci-dessous :

Sens	Zone	Ms KN.m	A (cm ²) (ELU)	ρ_1	K ₁	β_1	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	OBS
X- X	Appuis	250.33	12.31	0.290	43.82	0.915	288.63	348	6.58	15	CV
	Travée	128.78	12.31	0.290	43.82	0.915	148,48	348	3.38	15	CV
Y- Y	Appuis	160.09	12.31	0.290	43.82	0.915	184.58	348	4.21	15	CV
	Travée	199.13	12.31	0.290	43.82	0.915	229.59	348	5.23	15	CV

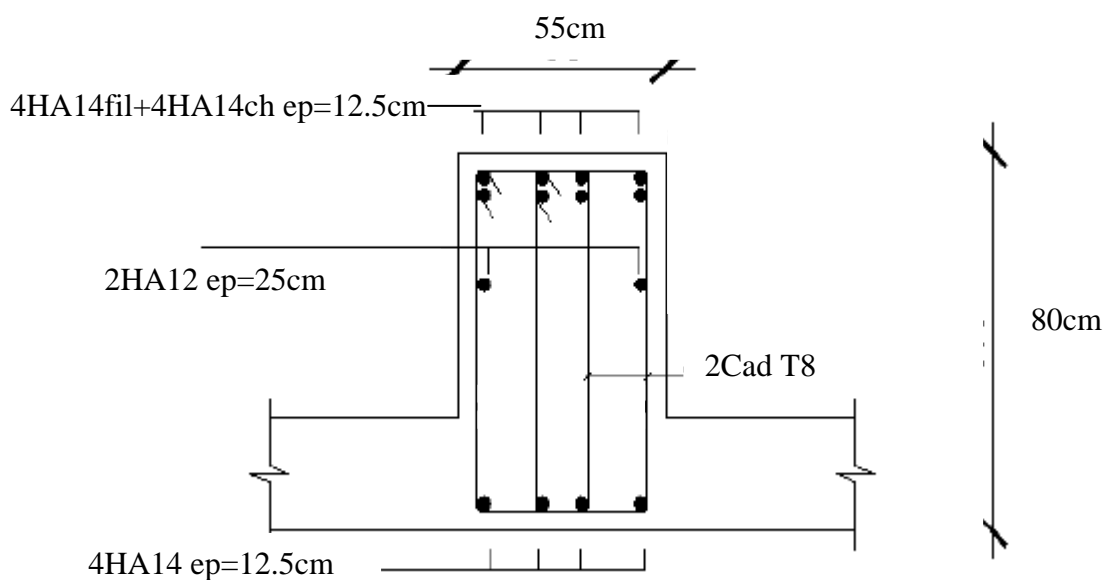


Figure.10:Ferraillage de la nervure (appui)

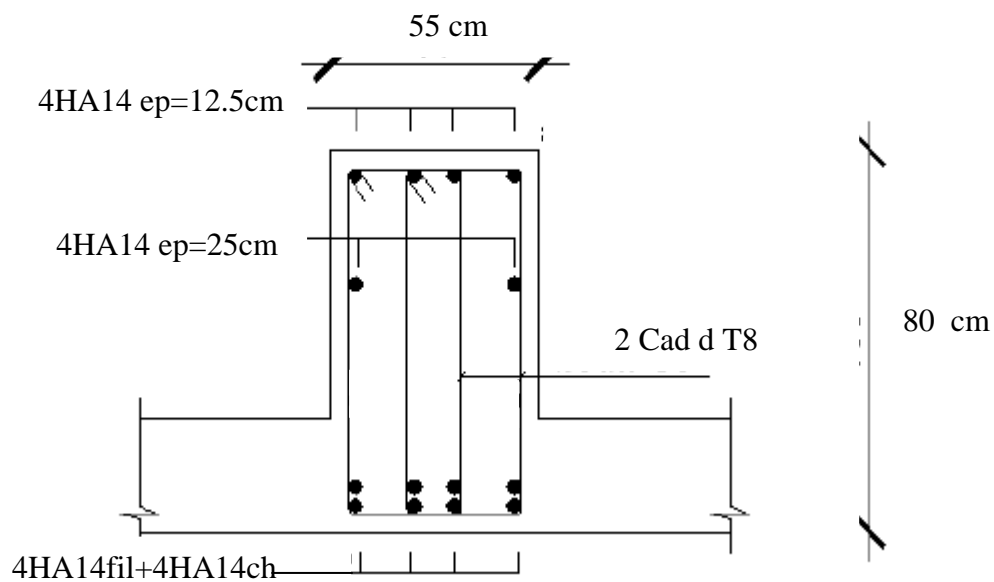


Figure.11: Ferrailage de la nervure (travée)

VII-Mur plaque :

INTRODUCTION :

Afin de relier l'infrastructure à la superstructure et assurer l'encastrement de la structure dans le sol, nous prévoyons un mur plaque qui doit assurer la fonction de soutènement et résister à la pression latérale des terres et toutes surcharges qui nécessitent la détermination de la répartition des contraintes auxquelles il est soumis ou qu'il mobilise.

1 - Pré dimensionnement :

D'après l'article (7.7/RPA99 version 2003) : l'épaisseur minimale du mur plaque est de 15cm, nous optons pour une épaisseur de 25cm.

2-Méthode de calcul :

Le mur plaque sera calculé comme une console verticale encastrée au niveau de la semelle (débord) et simplement appuyé au plancher du entre sol.

Un joint de 1cm d'épaisseur, qui sera occupé par une feuille de polyane, est prise en compte entre le mur et le verso des poteaux.

3-Détermination des sollicitations :

(Théorème de Rankine)

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont:

σ_h : Contrainte horizontale.

σ_v : Contrainte verticale.

$$\sigma_h = K_a \cdot \sigma_v$$

K_a : Coefficient de poussée des terres au repos.

φ : Angle de frottement interne.

4-Les caractéristiques mécanique et physique du sol :

- Surcharge éventuelle : $q=10\text{KN/m}^2$
- Poids volumique des terres : $\gamma=18\text{KN/m}^3$
- Angle de frottement : $\varphi=30^\circ$
- Cohésion : $C=0$
- Contrainte du sol : $\sigma=180\text{KN/m}^3$
- **Nota :** les caractéristiques ne sont pas données par le rapport de sol mais récupérer par laboratoire qui a fait l'étude du sol.

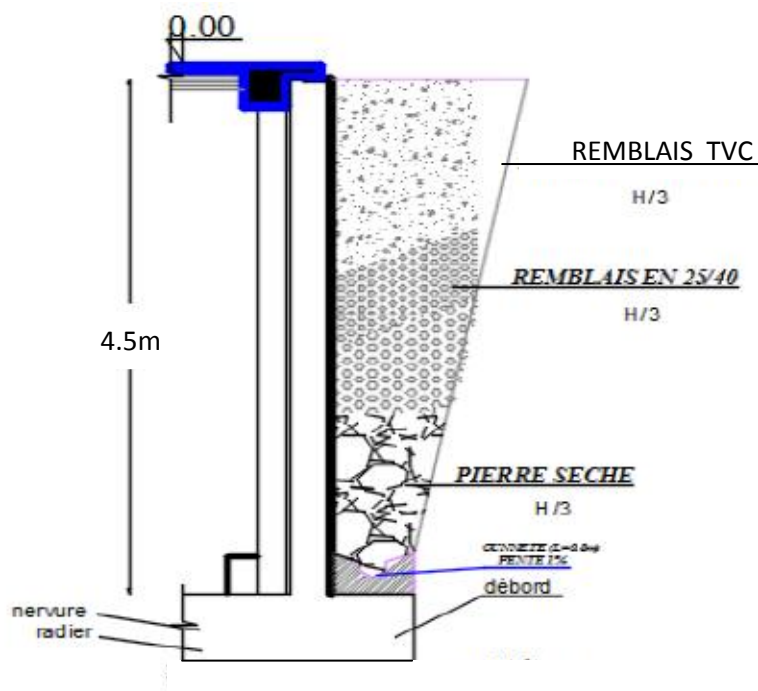


Figure.1 : coupe du mur plaque

5-Calcul des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont : σ_H et σ_V

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$$

$$\sigma_V = q + (\gamma \times h) \text{ tel que : } 0 < h < H.$$

Avec :

σ_H : Contrainte horizontale sous la poussée des terres.

σ_V : Contrainte verticale

K_0 : Coefficient de poussée des terres au repos

φ : Angle de frottement interne ; $\varphi = 30^\circ$

Puisque le sol est pulvérulent ; la relation de Jacky est applicable ; on écrit alors :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 30 = 0.5$$

➤ **ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (1.5 \times q + 1.35 \times \gamma \times h)$$

$$\sigma_H = 0.5 (1.5 \times 10 + 1.35 \times 18 \times h)$$

$$\sigma_H = 7.5 + 12.15 \times h$$

Tronçon : 0 m < h < 4.5 m

Pour: \Rightarrow $h = 0 \text{ m}$ \Rightarrow $\sigma_H = 7.5 \text{ KN/m}^2$.

Pour : \Rightarrow $h = 4.5 \text{ m}$ \Rightarrow $\sigma_H = 62.18 \text{ KN/m}^2$.

➤ **ELS :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (q + \gamma \times h)$$

$$\sigma_H = 0.5 (10 + 18 \times h)$$

$$\sigma_H = 5 + 9 \times h$$

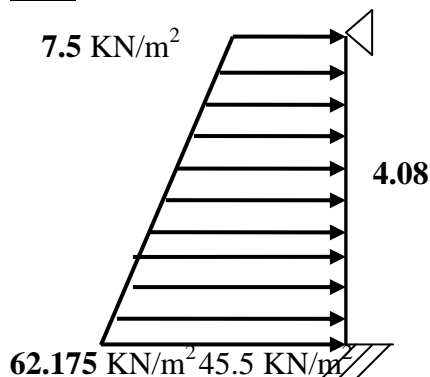
Tronçon : $0 \text{ m} < h < 4.5 \text{ m}$

Pour: \Rightarrow $h = 0 \text{ m}$ \Rightarrow $\sigma_H = 5 \text{ KN/m}^2$.

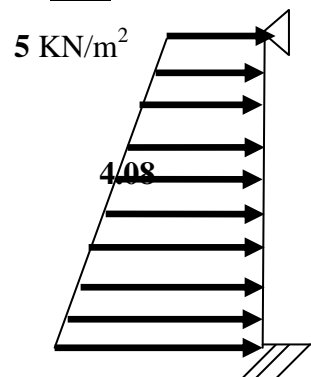
Pour : \Rightarrow $h = 4.5 \text{ m}$ \Rightarrow $\sigma_H = 45.5 \text{ KN/m}^2$.

Diagramme des contraintes :

ELU



ELS



Charge moyenne:

La charge moyenne à considérer dans le calcul pour une bonde de 1 mètre de largeur est :

➤ **A l'ELU :**

$$q_u = \frac{(3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}) \times 1}{4} = \frac{(3 \times 62.175 + 7.5) \times 1}{4} = 48.5 \text{ KN/m}.$$

➤ **A l'ELS :**

$$q_s = \frac{(3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}) \times 1}{4} = \frac{(3 \times 45.5 + 5) \times 1}{4} = 35.38 \text{ KN/m}.$$

6- Ferrailage du mur plaque :

a. Calcul des sollicitations :

Le calcul se fait pour une bande de 1 mètre de largeur : ($b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$).

La détermination des moments de flexion se fera à l'aide du logiciel ETABS

Sens XX :

ELU

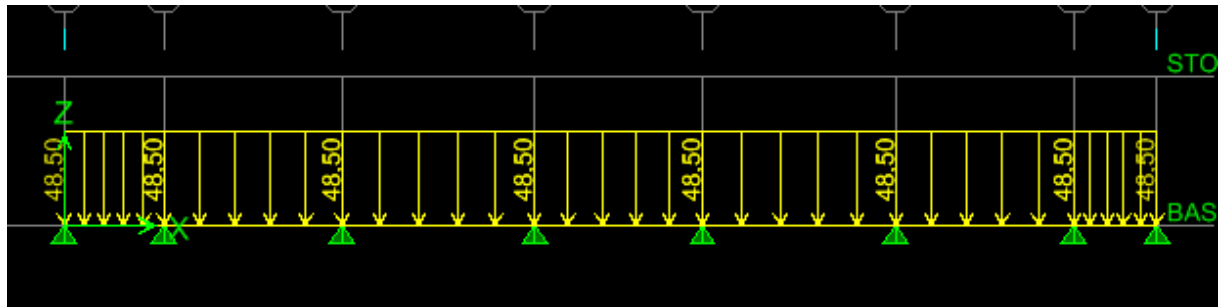


Figure.2 : Chargement du mur plaque dans le sens X-X

Diagramme des moments:

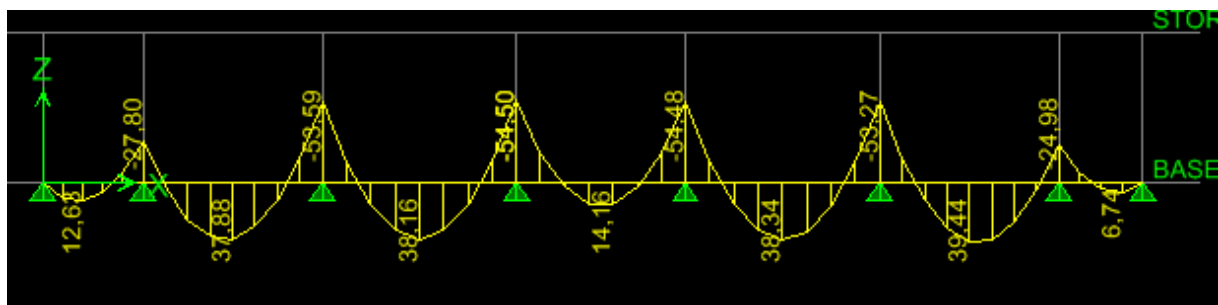
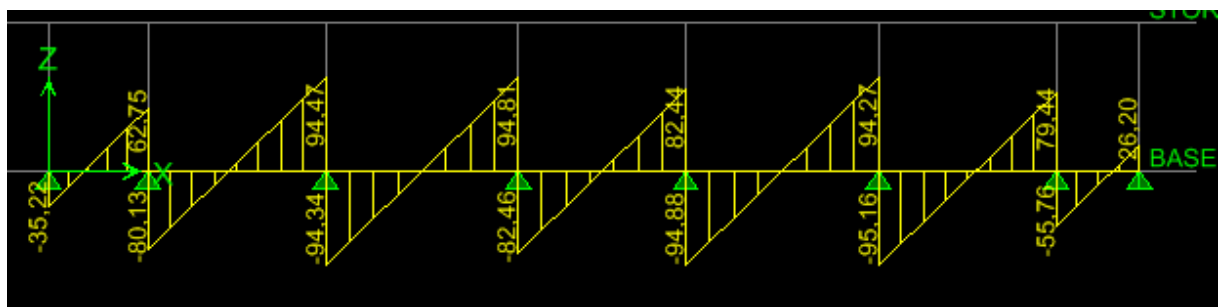


Diagramme des efforts tranchants:



ELS

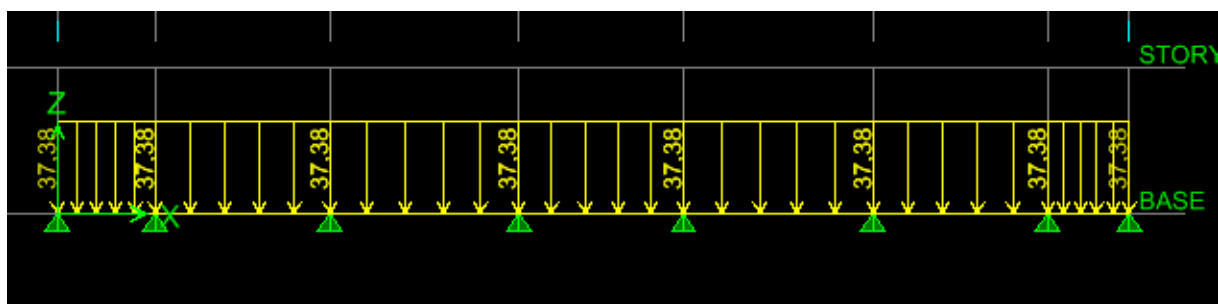


Figure.3 : Chargement du mur plaque dans le sens X-X

Diagramme des moments:

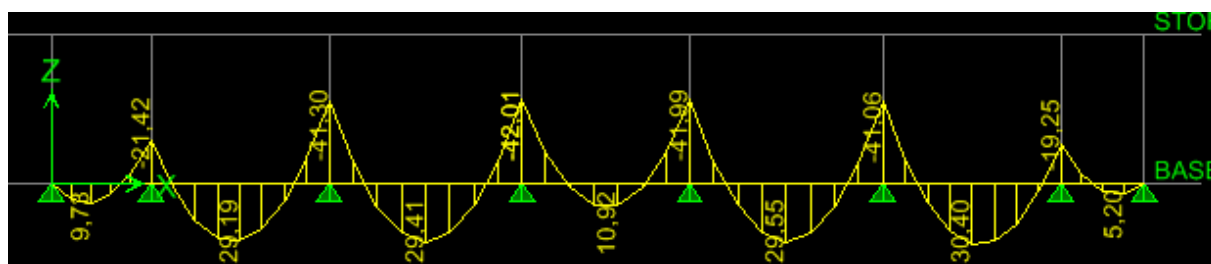
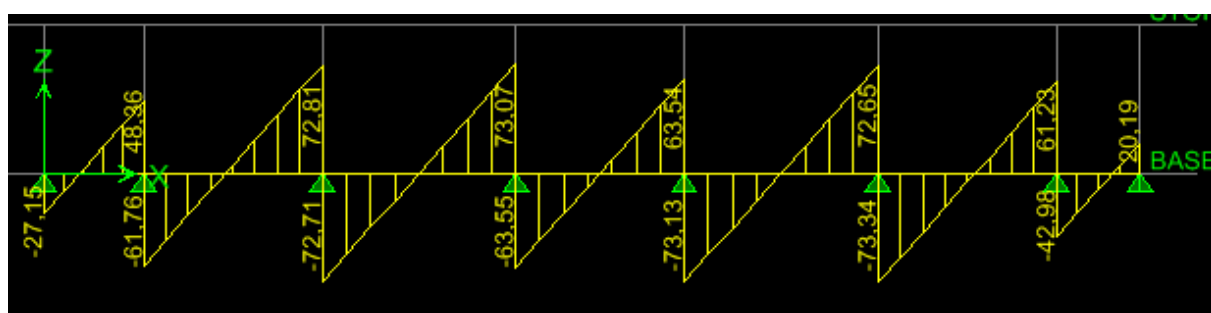


Diagramme des efforts tranchants:



Sens ZZ :

ELU

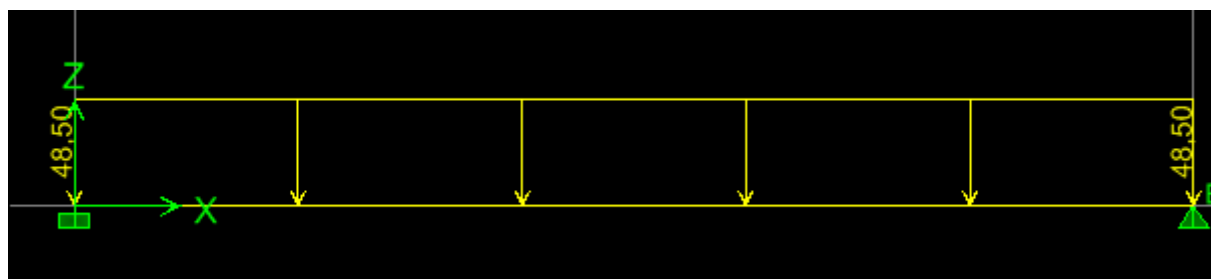


Figure X.4 : Chargement du mur plaque dans le sens Z-Z

Diagramme des moments:

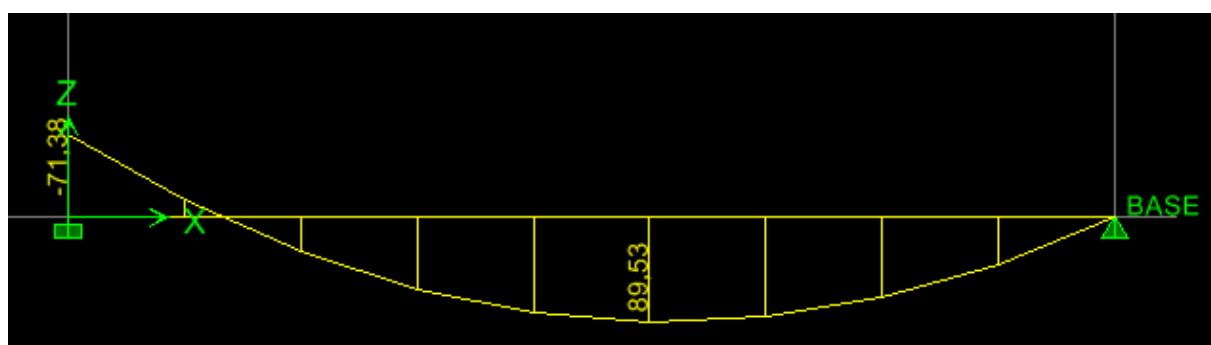
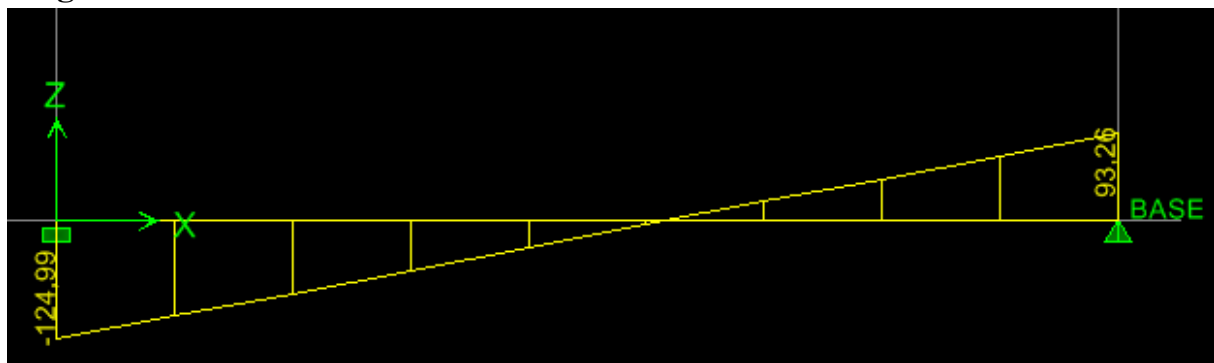


Diagramme des efforts tranchants:



ELS

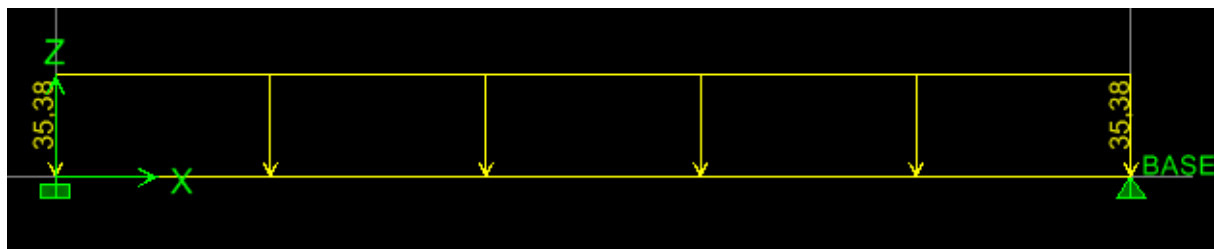


Diagramme des moments:

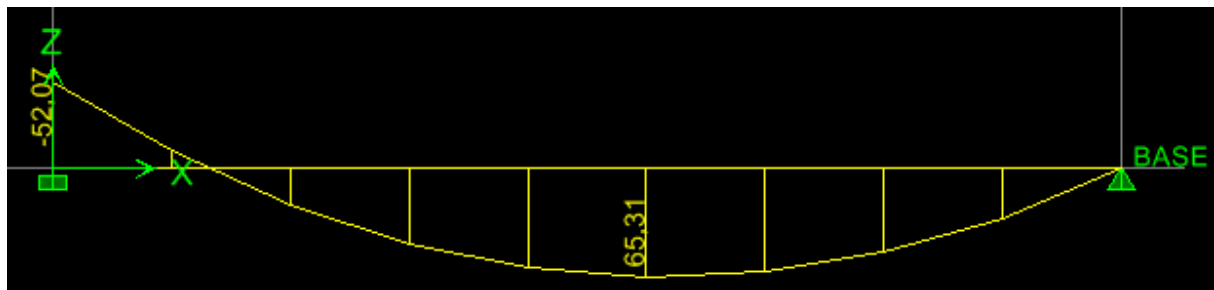
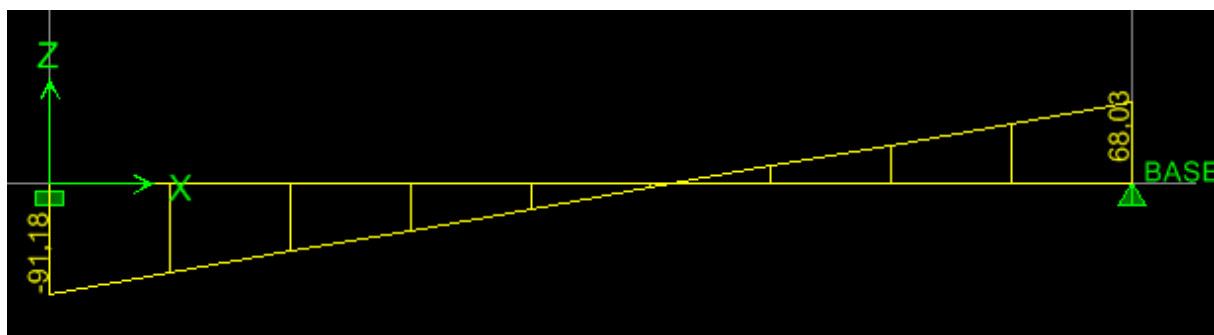
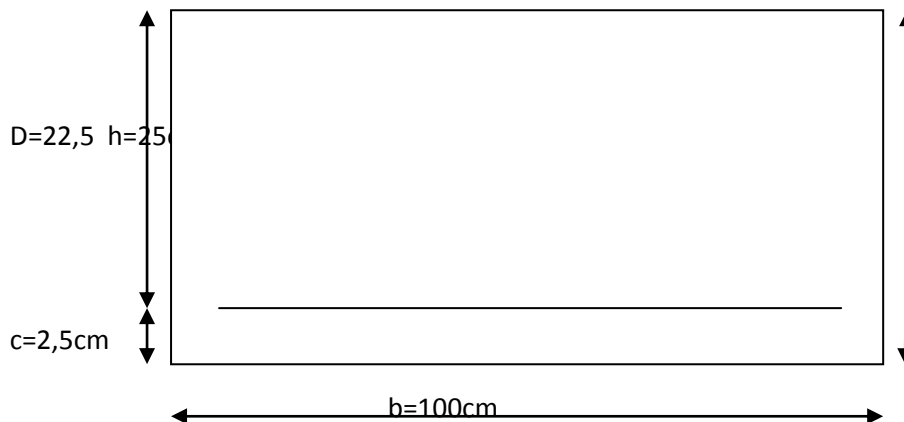


Diagramme des efforts tranchants:



7- Ferrailage a l'ELU :**Les armatures longitudinales :**

Le ferrailage se fera pour une bande de 1 m, en considérant le moment maximal au niveau d'appui et en travée.



$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 22,5 \times \frac{2,1}{400} = 2,71 \text{ cm}^2$$

Le résumé des calculs est donné dans le tableau suivant :

Sens	Zone	$M_u(\text{kN.m})$	μ_u	Section	β	A_{\min}	A	$A_{\text{adoptée}}$	Ferrailage
X-X	Appuis	54.48	0,149	SSA	0,9185	2,17	8.52	9.05	8HA12
	Travée	39.44	0,108	SSA	0,943	2,17	6.0	6.28	8HA10
Y-Y	Appuis	71.38	0,196	SSA	0,890	2,17	11.52	15.39	10HA14
	Travée	89.53	0,246	SSA	0,856	2,17	15.02	15.39	10HA14

Les armatures transversales :

$$\text{Travée : } A_H = \frac{A_s}{4} = \frac{15.39}{4} = 3.84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}10/\text{ml} = 3.92 \text{ cm}^2$$

Appuis : $A_H = \frac{15.39}{4} = 3.84 \text{ cm}^2$

Soit : $5HA10/ml = 3.92 \text{ cm}^2$

Recommandation du RPA :

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0.1%B) dans les deux sens (horizontal et vertical) :

($b=1m=100cm$; h : épaisseur du voile = $25cm$)

$A \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 25 = 2,5 \text{ cm}^2$.

- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles/m² de HA8.

8- Vérifications à l'ELU :

a) Espacement des barres :

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

Armatures principales : $St < \min(3h ; 33cm)$

Dans le sens XX : $St = \frac{b}{8} = \frac{100}{8} = 12.5cm < 33cm \Rightarrow$ condition vérifiée.

Dans le sens YY : $St = \frac{b}{10} = \frac{100}{10} = 10cm < 33cm \Rightarrow$ condition vérifiée.

b) Condition de non fragilité : (Art. A.4.2/ BAEL) :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$A_{adopté} > A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 22,5 \times \frac{2,1}{400} = 2,71 \text{ cm}^2$

$A_{adopté} > A_{min} = 2,71cm^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

c) Calcul de la longueur de scellement des barres :

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

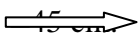
Avec : $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} ; \quad \tau_{su} = 0.6 (\Psi_s)^2 f_{t28}$

Ψ_s : coefficient de scellement.

$\Psi = 1$ pour les aciers ronds lisses.

$\Psi = 1.5$ pour les aciers à haute adhérence.

$\tau_{su} = 0.6 (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa} .$

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

→ Pour HA12 : $L_s = 45\text{cm}$

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 « $0.4L_s$ » pour les barres à haute adhérence selon le BAEL91 modifiée 99 ArtA.6.1, 21.

→ Pour HA12 : $L_a = 18\text{cm}$

d) Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL91 modifiée 99 : le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_i \right); \phi \leq \min \left(\frac{1000}{35}; \frac{100}{10}; \phi_i \right)$$

$$\phi \leq \min (28.57; 10; 10)$$

Soit : $\phi = 10\text{mm}$

10- Vérifications à l'ELS :

B- Etat limite dans le béton :

Contrainte dans l'acier : nous devons donc s'assurer que : $\sigma \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho = \frac{100A_s}{b \times d} \text{ Avec : } K = \frac{1}{K_1}$$

$$\text{D'où la contrainte dans les aciers est : } \sigma_s = \frac{M_s}{A_s \times \beta \times d}$$

$$\text{Contrainte dans le béton : } \sigma_{bc} = K \times \sigma_s$$

Sens		M_s	A_u	ρ	β	K_1	σ_s	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Observation
X-X	Appuis	42.01	9.05	0,565	0,888	29.64	326.71	11.02	15	Observé
	Travée	30.40	6.28	0,392	0,904	37.08	334.67	9.02	15	Observé
Z-Z	Appuis	52.07	15.39	0,961	0,863	21.5	245	11.39	15	Observé
	Travée	65.31	15.39	0,961	0,863	21.5	275.99	12.83	15	Observé

C- Etat limite de déformation :

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons nous dispenser de cette vérification sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\begin{aligned} \text{➤ } \frac{h}{l} &\geq \frac{1}{16} \\ \text{➤ } \frac{h}{l} &\geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \text{➤ } \frac{A}{bd} &\leq \frac{4,2}{f_e} \end{aligned}$$

Avec :

h = 25 cm hauteur totale,

L : portée entre nus d'appuis,

M_t : moment maximum en travée,

M₀ : valeur maximum du moment isostatique,

A : section des armatures,

b : longueur de la section,

d : hauteur utile de la section droite.

• **Sens X-X :**

$$M_t = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 42.01 = 31.50 \text{ kN.m}$$

$$q_s = 31.50 \text{ kN/ml}$$

$$M_0 = q_s \times l^2 / 8 = 35.38 \times (3.9^2 / 8) = 67.26 \text{ kN.m}$$

$$h/l = 25/100 = 0.25 > 1/16 = 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$h/l = 20/100 = 0.25 > 31.50 / (10 \times 67.26) = 0.046 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_s / b \times d = 9.05 / 100 \times 22.5 = 0.004 < 4.2 / 400 = 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Sens Y-Y :**

$$M_t = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 65.31 = 48.98 \text{ kN.m}$$

$$q_s = 35.38 \text{ kN/ml}$$

$$M_0 = q_s \times l^2 / 8 = 35.38 \times (4.5^2 / 8) = 89.55 \text{ kN.m}$$

$$h/l = 25/100 = 0.25 > 1/16 = 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$h/l = 25/100 = 0.25 > 48.98 / (10 \times 89.55) = 0.075 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_s / b \times d = 15.39 / 100 \times 22.5 = 0.0068 < 4.2 / 400 = 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

D-Contrainte tangentielle :

$$\bar{\tau}_u = \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$V_x = q_s \times l = 35.38 \times 3.9 = 137.982 \text{ kN}$$

$$V_y = q_s \times l = 35.38 \times 4.5 = 159.21 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{159.21 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0.7076 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

E-Influence de l'effort tranchant sur le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0.9x_d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

Pour le sens XX : $\sigma_{bc} = \frac{2 \times 137,982}{100 \times 0.9 \times 22,5} = 0,136 \text{ MPa}$condition vérifiée.

Pour le sens YY : $\sigma_{bc} = \frac{2 \times 159,21}{100 \times 0.9 \times 22,5} = 0,157 \text{ MPa}$condition vérifiée

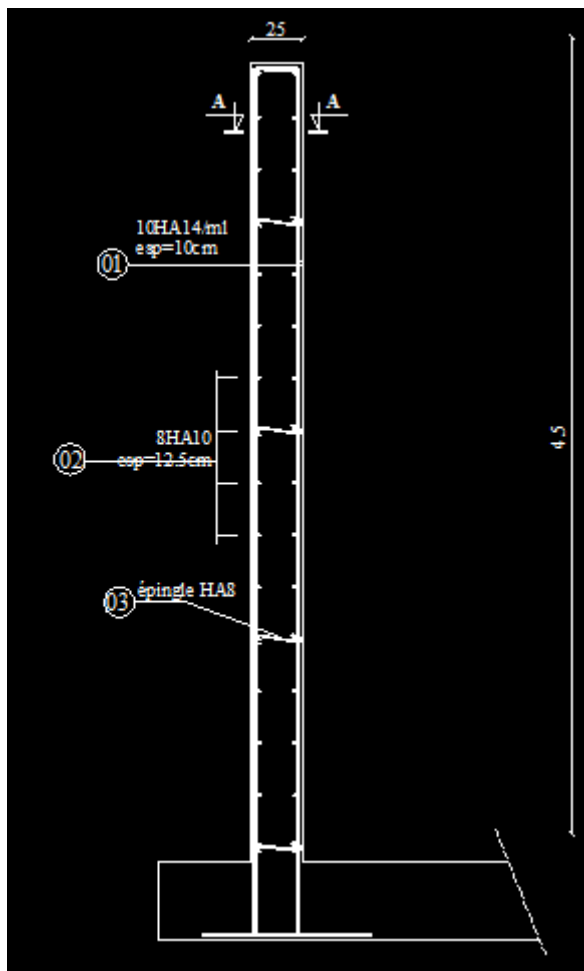


Figure.5 :ferrailage du mur plaque

Conclusion :

Le projet c'est articulé principalement sur deux parties essentielles : l'une, l'utilisation du cursus universitaire c'est-à-dire l'application des connaissances acquises durant cette formation. L'autre, approfondissement ou bien complément scientifique dans le but de calculer une structure en béton armé. Il nous a permis de toucher aux véritables difficultés que peut rencontrer un ingénieur civil pour le choix de la méthode de calcul à considérer.

Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul et de consacrer plus de temps à la réflexion.

Avec de la rigueur après l'étude d'un système en portique seul, nous avons recherché la meilleure position des voiles qui accompagne ces derniers notamment en évitant la torsion dans les deux premiers modes.

Avec ce choix de système de contreventement toutes les vérifications ont été satisfaites notamment les déplacements absolus et relatifs.

Nous avons aussi remarqué que les bouts de voiles provoquent une concentration des efforts au niveau des poutres et poteaux adjacents.

Concernant le ferrailage des éléments, on doit à chaque fois tenir compte des moments donnés par les combinaisons courantes et accidentelles pour ensuite ferrailer selon le cas le plus défavorable, et effectuer ensuite les vérifications à l'ELS.

On a constaté que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, l'ingénieur en génie civil ne doit pas se baser uniquement sur le calcul théorique mais il doit aussi tenir compte du côté de la pratique.

Le résultat de toute cette étude reste l'élaboration des plans de coffrage et ferrailage que nous avons réalisés qui feront l'objet d'approbation par le CTC avant leur exécution sur chantier.

On espère que ce modeste travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle.

Bibliographie

Règlements :

- Règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.
- Règles de calcul de béton armé aux états limites BAEL91
- Documents technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : charges permanentes et charges d'exploitation

Logiciels :

- Logiciel ETABS version 9.7 (analyse des structures)
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC
- EXCEL 2010
- WORD2010
- AUTOCAD 2014

Ouvrage :

- Documents technique réglementaire DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitation
- Ouvrages en béton armé, technologie du bâtiment –œuvre (H RENAUD)
- Béton armé BAEL91, et DTU associer (JEAN-PIERRE MOUGIN)
- Cours et TD des années spécialité (RDM, BETON, DDS, MDS...)