

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du Diplôme de Master 2 en génie-civil

Option : Construction civil et industrielle

Thème

Etude d'un bâtiment (R.D.C+8ETAGES +S/SOL) à usage multiple contreventé par voiles et portiques, modélisé avec logiciel ETABS

Dirigé par :

M^r : ATLAOUI

Etudié par:

M^{elle} : KAHLOUCHE Souhila

M^{elle} : MESSOUYA Miassa

Promotion : 2016/2017

Sommaire

Introduction

Chapitre I

- ◆ Présentation de l'ouvrage..... (02-08)

Chapitre II

- ◆ Pré dimensionnement des éléments structuraux
 - _ Plancher (09)
 - _ Poutres (09-11)
 - _ Voiles (11-12)
 - _ Poteaux (12-18)

Chapitre III

- ◆ Calcul des éléments
 - _ Acrotère (19-25)
 - _ Balcons (25-34)
 - _ Planchers..... (34-46)
 - _ Salle machine (46-53)
 - _ Escaliers et poutre palière (54-72)

Chapitre IV

- ◆ Etude de contreventement. (73-92)

Chapitre V

- ◆ Fichier donnée (93-110)

Chapitre VI

- ◆ Modélisation de la structure..... (111-117)

Chapitre VII

- ◆ Vérification des exigences du RPA..... (118-124)

Chapitre VIII

- ◆ Ferrailage des poutres (125-136)

Chapitre IX

- ◆ Ferrailage des poteaux (137-149)

Chapitre X

- ◆ Ferrailage des voiles (150-159)

Chapitre XI

- ◆ Etude de l'infrastructure..... (160-180)

Chapitre XII:

- ◆ Etude de mur plaque (181-186)

Conclusion

Bibliographie

introduction

La construction des bâtiments a connu un développement rapide.

L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction, pour améliorer le comportement des structures des bâtiments, surtout celle de grande hauteur qui offrent une grande surface aux forces du vent.

L'expansion démographique et le manque du foncier a fait que l'homme doit toujours construire plus haut pour des surfaces en plan réduites.

La concentration des populations dans les villes est l'un des facteurs majeurs, qui obligent l'homme à opter pour ce genre de construction.

La construction dans une zone sismique nécessite des normes spéciales pour assurer la stabilité et la durabilité de bâtiment, pour cela il faut appliquer des règles parasismiques spécifiques pour chaque zone sismique.

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

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol.

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

En plus du calcul statique qui fera l'objet des trois (03) premiers chapitres, la structure sera soumise à des actions sismiques par l'introduction du spectre de calcul du RPA2003. La réponse à cette simulation sera évaluée par le logiciel de calcul ETABS version 9.6.0.

Introduction :

Ce chapitre présente d'une manière générale le contexte de travail et les objectifs de notre projet de fin d'études.

I-1-présentation de l'ouvrage:

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

La structure est composée:

- D'un sous sol à usage commercial.
- D'un RDC à usage services.
- De huit étages à usage d'habitation.
- D'une cage d'escalier.
- D'une cage d'ascenseur.

Nos calculs respecterons les règlements en vigueurs ; à savoir :

- RPA99/version 2003 ;
- BAEL91 ;
- CBA93

Caractéristiques géométriques:

L'architecture de l'ouvrage à étudier est constituée d'un seul bloc.

Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont récapitulées dans le tableau suivant:

Dimensions	(m)
Dimension en plan	15.40 x 17.00
Hauteur totale (avec l'acrotère)	32.64
Hauteur du sous-sol	4.5
Hauteur du RDC	3.06
Hauteur des étages courants	3.06

Tableau I-1-Caractéristiques géométriques

I-2- Conception:**1- Le contreventement :**

La structure du bâtiment est composée des portiques et des voiles en béton armé.

2- Plancher:

- Les planchers des différents niveaux sont prévus en corps creux
- Le plancher terrasse aura en plus une isolation thermique (multicouches) et une pente moyenne pour l'écoulement des eaux pluviales.

3- Dalles pleine en béton armé :

Les dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux en particulier, pour la cage d'ascenseur (salle machine).

4- Maçonnerie:**a. Murs extérieurs :**

Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm (10+5+10).

b. Murs intérieurs :

Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

5- Revêtement:

Le revêtement est constitué de:

- Enduit en ciment pour les faces extérieur des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

6- Escaliers:

Le bâtiment est munit d' une cage d'escalier, composée d'un palier et de paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place

7- Local d'ascenseur

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical (elle fait le mouvement de vas et Vien) et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement d' une cabine et de sa machinerie.

I-3- Etude géotechnique du sol :

Les essais réalisés par le laboratoire géotechnique ont évalué :

- La contrainte admissible du sol = **2 bars**

I-4- Caractéristiques des matériaux:

Le béton et l'acier seront choisis conformément aux règles de conception et calcul des structures en béton armé en vigueur en ALGERIE

1- Béton:

On appelle béton, le matériau constitue par mélanges dans les proportions convenables de ciment, de granulats et d'eau, le béton armé obtenu en enrobant dans du béton des aciers.

Pour notre projet le béton utilisé est béton courant.

a. Caractéristiques mécaniques du béton selon le BAEL

- **Resistance caractéristique à la compression:**

Un béton est définit par sa résistance à la compression à 28 jours dite :

« Résistance Caractéristique à la Compression » notée f_{c28} . Elle est déterminée à la base d'écrasements d'éprouvettes normalisées (16X32) cm^2 par compression axiale après 28 jours de durcissement

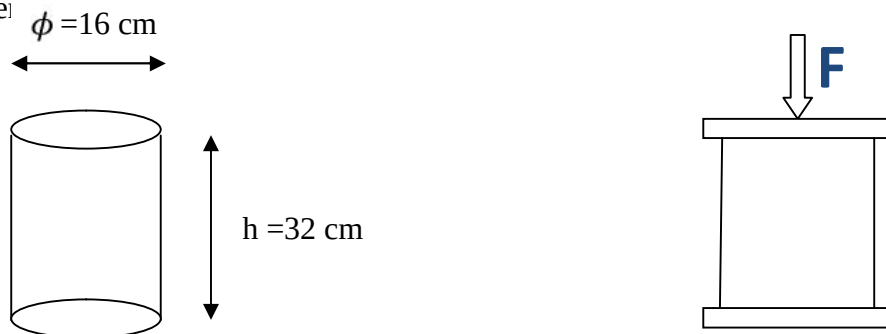


Fig I-1-Essai de compression

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ [MPa]} \dots (\text{Art.A.2.111_B.A.E.L.91_modifié.99})$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ [MPa]} \dots (\text{Art.A.2.111_B.A.E.L.91_modifié.99})$$

Pour ce projet, la résistance caractéristique à la compression adoptée sera : $f_{c28} = 25 \text{ [MPa]}$

• **Résistance caractéristique à la traction du béton:**

Conventionnellement, la résistance caractéristique à la traction du béton est définie à partir de sa résistance caractéristique à la compression par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06.f_{cj} \text{ [MPa]} \dots (\text{Art.A.2.1-12_B.A.E.L.91_modifié.99})$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06.f_{c28} = 0,6 + 0,06.25 = 2,10 \text{ [MPa]}$$

$$\Rightarrow f_{t28} = 2,10 \text{ [MPa]}$$

Il existe plusieurs types d'essais de traction :

- Traction directe sur le cylindre
- Traction par flexion
- Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre deux plateaux de la presse « essai Brésilien »

b- Contraintes limites du béton :

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

• **Etat limite ultime du béton ELU:**

Correspond à la valeur maximale de la structure dont le dépassement entraînerait la rupture de l'ouvrage. Le calcul s'effectuera vis-à-vis des charges extrêmes qui peuvent se produire pendant la vie de la structure.

$$f_{bc} = \frac{0,85.f_{c28}}{\theta.\gamma_b}$$

$$f_{bc} = 14,20 \text{ [MPa]}$$

γ_b : Coefficient de sécurité

- $\gamma_b = 1,50$ En situation courante $\Rightarrow f_{bc} = 14,20 \text{ [MPa]}$
- $\gamma_b = 1,15$ En situation accidentelle $\Rightarrow f_{bc} = 18,47 \text{ [MPa]}$

} Pour $\theta = 1$

θ : Coefficient de la durée d'application des combinaisons d'actions

- $\theta = 1$ si durée d'application est supérieure à 24 heures (durable)
- $\theta = 0,90$ si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures (accidentelle)
- $\theta = 0,85$ si la durée d'application est inférieure à 1 heure (accidentelle)

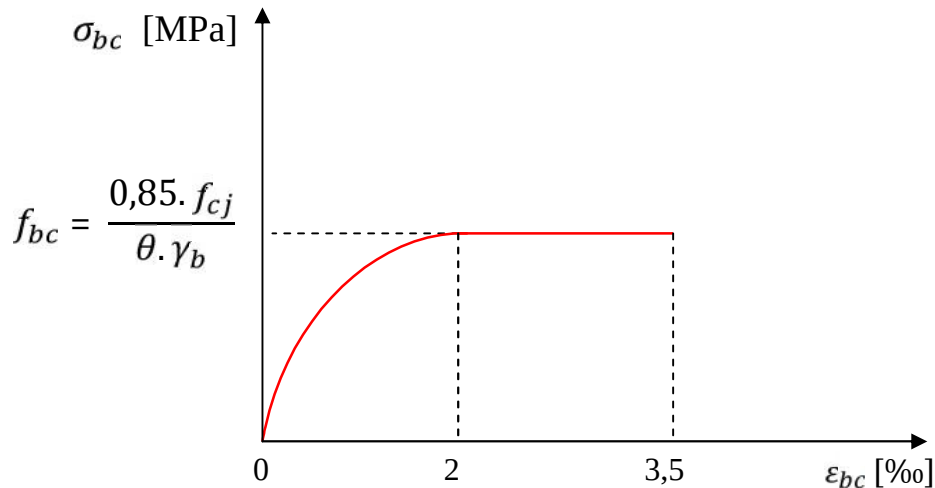


Fig I-2- Diagramme contraintes déformations du béton en compression à l'ELU

ε_{bc} : Déformation du béton en compression.

En compression pure, les déformations relatives du béton sont limitées à 2‰.

En compression avec flexion, les déformations relatives du béton sont limitées à 3.5‰.

Ce diagramme, dit « Parabole - rectangle », est utilisé dans les calculs relatifs à l'ELU.

Il indique une contrainte limite de compression qui a tendance à assurer une utilisation optimale du béton.

- **Etat limite de service du béton E.L.S.:** (Contrainte de service à la compression du béton)
- C'est les limites de contraintes de déformations et d'ouvertures des fissures, au-delà desquelles, les conditions normales d'exploitation de l'ouvrage ne sont plus satisfaites. Le calcul sera effectué vis-à-vis des charges de services, pendant l'usage de la structure.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \text{ [MPa]} \dots\dots\dots (\text{Art.A.4.5-2_B.A.E.L.91_modifié.99})$$

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

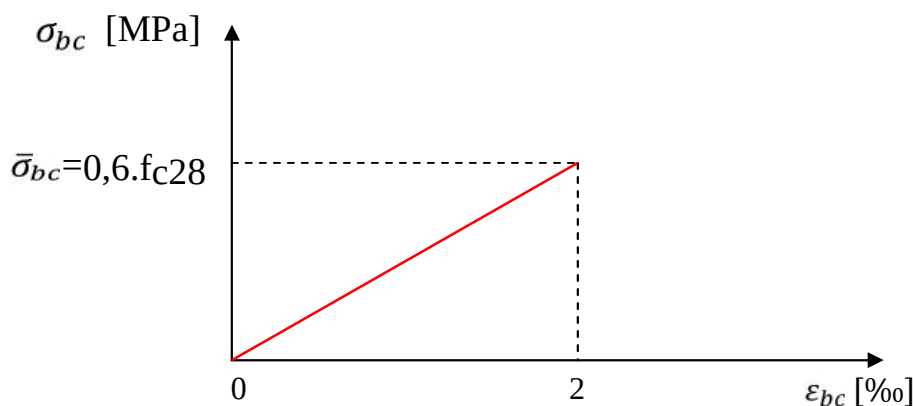


Fig.I-3- Diagramme contrainte déformation du béton en compression à l'ELS

c- Déformations du béton :

- **Déformations longitudinales du béton :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantané à l'âge de "j" jours est donné par la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots (\text{Art A.2.1- 21_BAEL91modifié_99})$$

Pour $f_{cj} = f_{c28} = 25 [\text{MPa}] \Rightarrow E_{ij} = 32164,19 [\text{MPa}]$

Les déformations finales du béton (instantanées augmentées de fluage) sont calculées par un module de déformation longitudinale différé défini comme suit :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = \frac{1}{3} E_{ij} \dots\dots\dots (\text{Art A.2.1- 22_BAEL91modifié_99})$$

Pour $f_{c28} = 25 [\text{MPa}] \Rightarrow E_{vj} = 10818,86 [\text{MPa}]$

• **Module de déformation transversale :**

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} [\text{MPa}] \quad \text{Avec : } E : \text{Module de YOUNG.}$$

ν : Coefficient de POISSON.

• **Le coefficient de POISSON ν :**

Il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale ε_t et la déformation relative longitudinale ε_l :

$$\nu = \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_l} = \frac{\Delta t/t}{\Delta l/l} \dots\dots\dots (\text{Art A.2.1- 3_BAEL91modifié_99})$$

$\nu = 0$ (à l'ELU) pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré.

$\nu = 0,2$ (à l'ELS) pour le calcul en considérant le béton fissuré.

• **Contrainte tangentielle conventionnelle :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \dots\dots\dots (\text{Art A.5.1- 1_BAEL91modifié_99})$$

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs ci-après :

Cas d'une fissuration non préjudiciable : $\tau_u \leq \min \left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \right) 5 [\text{MPa}]$

Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\tau_u \leq \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \right) 4 [\text{MPa}]$

2-L'acier :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction. Pour ce projet, deux types d'aciers seront adoptés et dont les principales caractéristiques sont reprises dans le tableau ci-après.

Type d'acier	Nominalisation	Symbole	Limite d'élasticité f_e en [MPa]	Résistance à la rupture en [MPa]	Allongement relatif à la rupture en [%]	Coef. De fissuration	Coef. de scellement $[\psi]$
Acier en barres	Haute Adhérence FeE400	H.A.	400	480	14	1,6	1,5
Acier en treillis	Treillis soudé TLE.520($\Phi < 6$)	T.S.	520	550	8	1,3	1

Tableau I-2-Caractéristiques des aciers utilisés.

a. Module d'élasticité longitudinale

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier, noté « E_s » est pris égal à :

$E_s = 2.10^5 [\text{MPa}] \dots\dots\dots (\text{Art A.2.2- 1_BAEL91modifié_99})$

b. Contraintes limites :**• Etat limite ultime ELU :**

La contrainte limite de déformation de l'acier à l'E.L.U. est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ [MPa]} \dots\dots\dots (\text{Art A.4.3- 2_BAEL91modifié_99})$$

γ_s : Coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1,15$ Pour les situations durables.

$\gamma_s = 1,00$ Pour les situations accidentelles.

• Etat limite de service ELS:

Concernant le calcul à l'état limite de service vis-à-vis de la durabilité de la structure (ELS), la contrainte limite de l'acier est calculée selon le type de fissuration à considérer.

1. fissuration peu préjudiciable..... (Art A.4.5- 32_ BAEL91modifié_99)

Pas de vérification de la contrainte de l'acier (cas pratique pour les éléments d'intérieurs, non exposé aux intempéries).

2. fissuration préjudiciable (Art A.4.5- 33_ BAEL91modifié_99)

Cas où les éléments sont exposés aux intempéries, il faut avoir une contrainte de l'acier :

$$\sigma_s \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \sqrt{1 \cdot f_{tj}} \right\} \quad \text{[MPa]}$$

3. fissuration très préjudiciable (Art A.4.5- 34_ BAEL91modifié_99)

Cas où les éléments sont exposés aux milieux agressifs (intempéries marines, acides..). Il faut avoir une contrainte de l'acier :

$$\sigma_s \leq \min \left\{ 0,5 \cdot f_e ; 90 \sqrt{1 \cdot f_{tj}} \right\} \quad \text{[MPa]}$$

Avec : η : Coefficient de fissuration relatif aux armatures utilisées,

$\eta = 1$; pour les ronds lisses et treillis soudés,

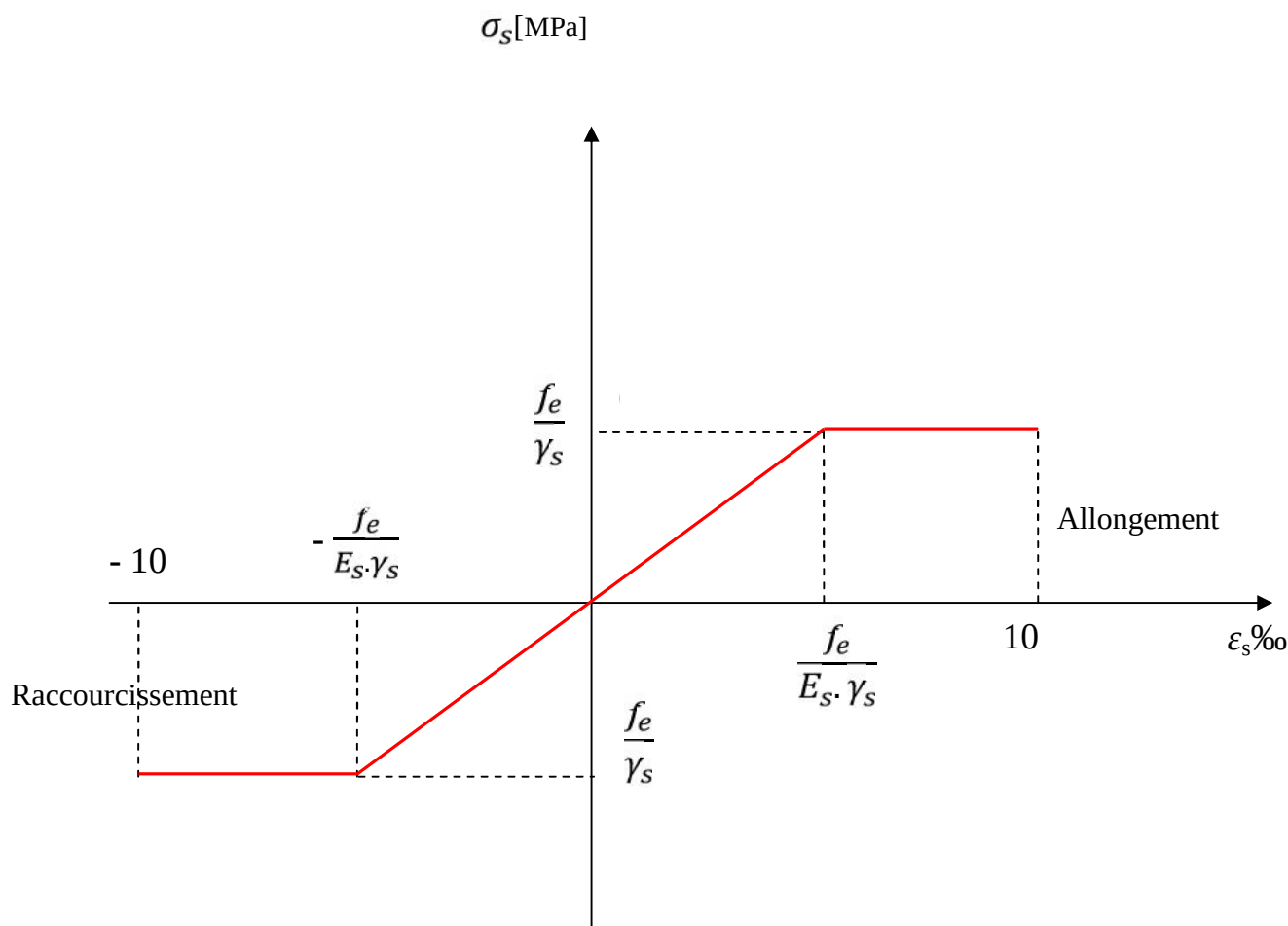
$\eta = 1,6$; pour les armatures à haute adhérence avec ($\varnothing \geq 6\text{mm}$),

$\eta = 1,3$; pour les armatures à haute adhérence avec ($\varnothing < 6\text{mm}$).

f_e : limite élastique des aciers utilisés,

f_{tj} : résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours en [MPa].

Le diagramme (contrainte – déformation) à considérer dans les calculs à l'ELU de résistance est conventionnellement représenté ci-dessous



FigI-4-Diagramme contraintes - déformations des l'aciers

c. Protection des armatures..... (Art.A.7.1_B.A.E.L.91_modifié.99)

Cette protection est l'enrobage appelé « C » qui n'est autre que la distance entre le milieu externe et l'armature, il est conçu afin d'avoir un bétonnage correcte et ainsi prémunir les armatures des effets négatifs dus aux intempéries et aux différents agents agressifs. Cet enrobage doit être conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5$ cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives
- $C \geq 3$ cm : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations) ou les éléments exposés aux intempéries (Pluie, neige...).
- $C \geq 1$ cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

II-1- Introduction :

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

II-2- Pré dimensionnement des différents éléments :**1- Les planchers :**

C'est l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destinés à reprendre les charges d'exploitation, les charges permanentes (cloisons, chapes, revêtement...), et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, murs...).

Les fonctions essentielles des planchers sont :

- Transmettre les efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs ;
- Offrir une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

- **Planchers à corps-creux :**

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

On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- Les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes (max 4.00m).
- La facilité de réalisation.
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

Afin de limiter la flèche, l'épaisseur minimum du plancher doit satisfaire la condition suivante : $h_t \geq \frac{L_{Max}}{22.5}$

Avec h_t : l'épaisseur du plancher.

L_{Max} : La portée libre de la plus grande travée dans le sens des poutrelles entre nus d'appuis.

Pour notre cas $L_{Max}=300-30=270\text{ cm} \Rightarrow h_t = \frac{270}{22.5} = 12\text{ cm}$

On adopte une hauteur $h_t = 20\text{ cm}$, soit un plancher de **(16+4) cm**

4 cm : épaisseur de la dalle de compression.

16 cm : épaisseur du corps creux.

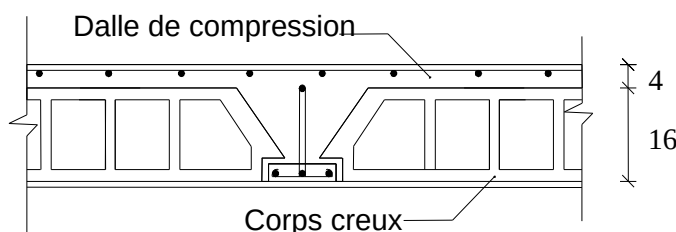


Fig. II-1 - Coupe d'un plancher en corps creux

2- Les poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place, dont le rôle est la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Le pré-dimensionnement des poutres se fait globalement en deux étapes :

- Choix des sections des poutres selon les formules empiriques préconisées par le **BAEL 91 modifié 99** et vérifications selon **RPA 99 version 2003** ;
- Vérification de la flèche pour la section choisie ;
- Condition de rigidité.

- **Les formules empiriques BAEL 91 modifiées 99 :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} ; \quad 0.4h \leq b \leq 0.7h$$

Avec **h** : la hauteur totale de la poutre.**b** : largeur de la poutre.**L** : La portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré.**Vérification selon le RPA 99 version 2003 / Art 7.5.1 (Zone sismique II. a)**

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{\max} \leq 1,5h + b \end{cases}$$

Condition de rigidité : On doit vérifier que $\frac{L}{h} \geq \frac{1}{16}$ **a) Les formules empiriques BAEL 91 modifié 99 :****• Poutres principales (sens longitudinal) :**

$$L_{\max} = 450 - 25 = 425 \text{ cm} \Rightarrow \frac{425}{15} \leq h \leq \frac{425}{10} \Rightarrow 28.33 \leq h \leq 42.5$$

On adopte **h=40 cm**Pour la largeur **b** on aura : $0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40$; $16 \leq b \leq 28$ On adopte **b=30 cm**La section de la poutre principale à considérer est : **(30 x 40) cm²****• Poutres secondaires (sens transversal) :**

$$L = 300 - 25 = 275 \Rightarrow \frac{275}{15} \leq h \leq \frac{275}{10} \Rightarrow 18.33 \leq h \leq 27.5$$

On adopte **h=35 cm**Pour la largeur **b** on aura : $0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35$; $14 \leq b \leq 24.5$ On adopte **b=30 cm**Finalement, la section de la poutre secondaire à considérer est : **(30 x 35) cm²****b) Vérification au coffrage selon le RPA 99/ Art 7.5.1 :****• Poutres principales :**

$$\begin{cases} b = 30 > 20 \\ h = 40 > 30 \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 < 4 \\ b_{\max} \leq 1,5(40) + 30 = 90 \end{cases} \quad \text{Conditions vérifiées}$$

• Poutres secondaires :

$$\begin{cases} b = 30 > 20 \\ h = 35 > 30 \\ \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,16 < 4 \\ b_{\max} \leq 1,5(35) + 30 = 82.5 \end{cases} \quad \text{Conditions vérifiées}$$

c) Condition de rigidité : On doit vérifier que : $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$

$$\bullet \text{ Les poutres principales : } \quad \frac{40}{425} = 0.094 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$$

Conditions vérifiée

- **Les poutres secondaires :** $\frac{35}{275} = 0,127 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$

Conditions vérifiées

3- Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, leur fonction principale est d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des efforts horizontaux.

Le pré-dimensionnement des voiles se fera conformément à l'Article 7.7.1. du RPA99 version 2003 qui définit ces éléments comme suit :

- satisfaisant la condition $L \geq 4a$; avec a : épaisseur du voile
- L'épaisseur minimale est de 15cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique à la figure suivante:

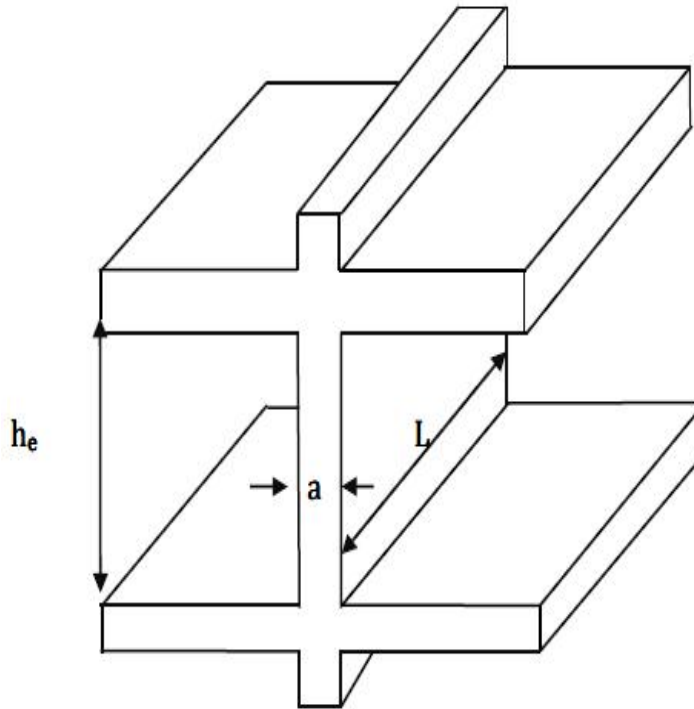


Fig. II-2 - Coupe de voile en élévation

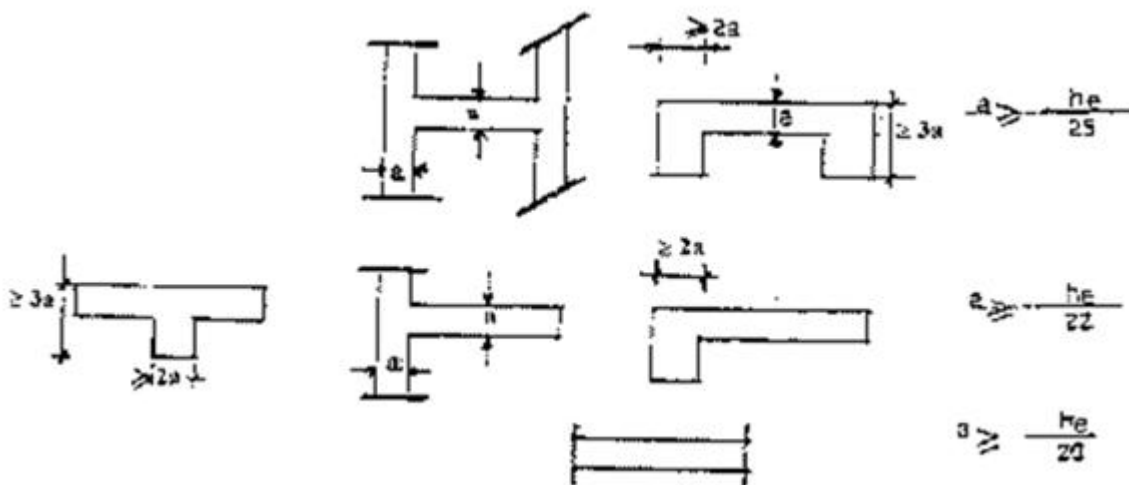


Fig. II-3 - Coupe de voiles en plan

$$a \geq \max\left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20}\right)$$

Dans notre cas: $a \geq \left(\frac{h_e}{22} \right)$

Pour le S /SOL : $h = 450 \text{ cm}$

$$h_e = h - h_p \rightarrow h_e = 450 - 40 = 410 \text{ cm}$$

$$a \geq \left(\frac{410}{22} \right) = 18.64 \text{ cm}$$

Pour le RDC + étages : $h = 306 \text{ cm}$

$$h_e = h - h_p \rightarrow h_e = 306 - 40 = 266 \text{ cm}$$

$$a \geq \left(\frac{266}{22} \right) = 12.10 \text{ cm}$$

On adopte une épaisseur : **$e = 20 \text{ cm}$** pour tout les niveaux.

La longueur :

Pour que les voiles puissent assurer une fonction de contreventement, on doit arrêter la longueur (ℓ) au moins égale à 4 fois son épaisseur.

4- Les poteaux :

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

- $\min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\min(b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- $1/4 < b/h_1 < 4$

On effectuera le calcul pour le poteau le plus sollicité (ayant la plus grande surface d'influence). En supposant que seul le béton reprend la totalité des charges; la section du poteau est donnée par la formule suivante : $S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$; avec $N_s = G+Q$

N_s : effort normal revenant au poteau considéré ;

G : charges permanentes ;

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

σ_{bc} : Contrainte de compression admissible du béton égale à 15 MPa.

a. Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité :

Pour notre structure le poteau le plus sollicité est le poteau C4.

- Surface d'influence:

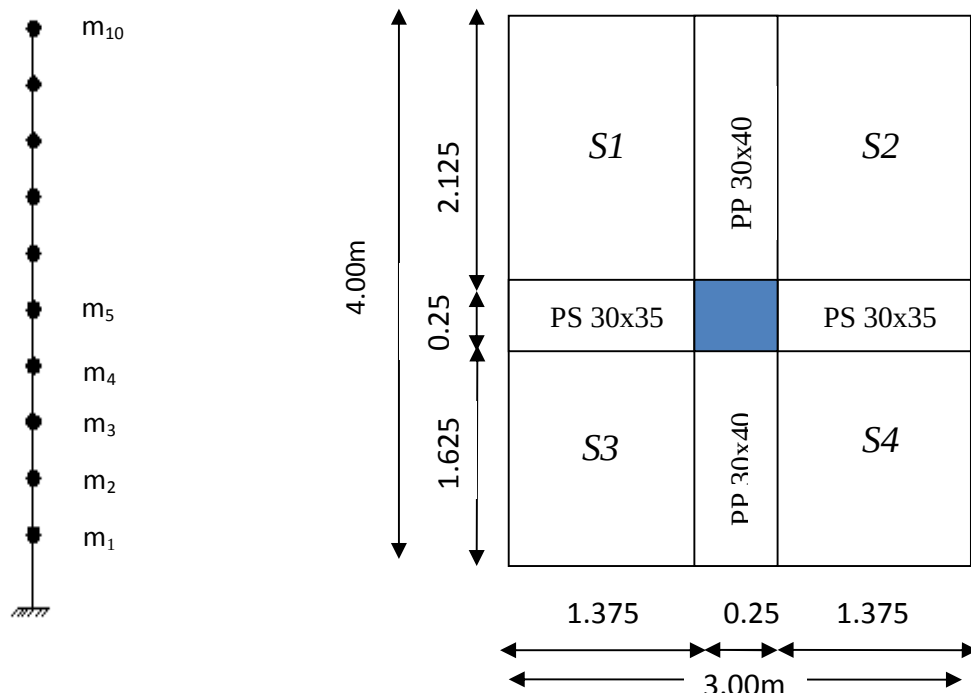


Fig. II-4- surface d'influence du poteau C4

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 \rightarrow S = (3.00 - 0.25) \times (4.00 - 0.25) = 10.31\text{m}^2$$

$$S = 10.31\text{m}^2$$

b. Détermination des charges et surcharges (DTR B.C 2.2) :
1) Charges permanentes :
• Plancher terrasse (inaccessible) :

On a : la charge $G = \rho \times e$

ρ : C'est le poids volumique

e : L'épaisseur de l'élément

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Graviers roulés (8/15+15/25)	0.05	17	0.85
2	étanchéité multi couches	0.02	6	0.12
3	béton en forme de pente	0.10	18	1.80
4	Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
5	Lit de polyane	1 feuille	0.01	0.01
6	Plancher corps creux (16+4)	(16+4)	14	2.8
7	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
TOTAL				$G_T = 5.94$

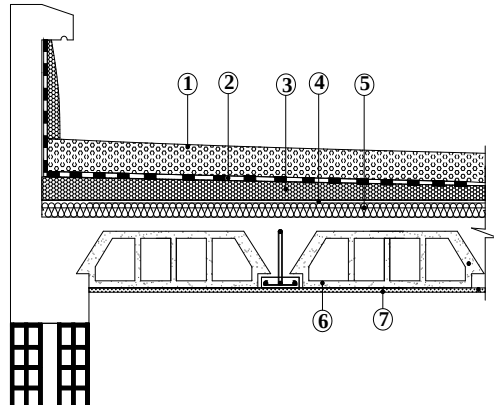


Tableau II.1 : Charge permanente revenant au plancher terrasse.

• Plancher RDC & étage courant :

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	maçonnerie en briques creuse	0.10	9	0.90
2	revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
3	mortier de pose	0.03	22	0.66
4	couche de sable	0.02	18	0.36
5	plancher en corps creux	(16+4)	14	2.80
6	enduit en plâtre	0.02	12	0.24
TOTAL				$G_E = 5.40$

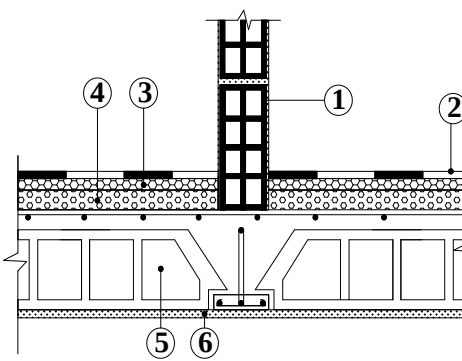


Tableau II.2 : Charge permanente revenant à l'étage courant.

• **Plancher dalle pleine:**

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Chape de mortier	0.02	22	0.44
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine en B A	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	12	0.24
TOTAL				GD=5.23

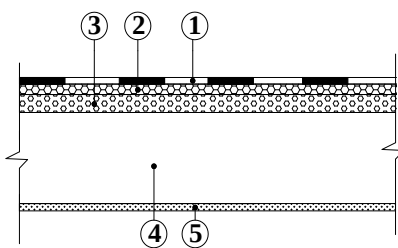


Tableau II.3 : Charge permanente revenant à la dalle pleine (balcon).

• **Maçonnerie:**

Les murs extérieurs : sont en double cloisons de 20 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5 cm .

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	enduit au plâtre	0.02	10	0.20
2	briques creuses	0.10	9	0.9
	Lame d'air	0.05	0	0
2	briques creuses	0.10	9	0.9
3	enduit ciment	0.03	18	0.54
TOTAL				G _{ME} =2.54

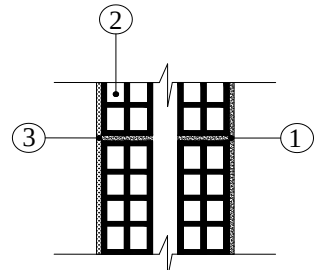


Tableau II.4 : Charge permanente due aux murs extérieurs.

♣ Cette charge permanente de 2.54Kn/m² du mur extérieur s'applique sur les poutres au dessous de maçonnerie en double cloison.

Exemple RDC, étages :

$$q = h_e \times 2.54 = (3.06 - 0.40) \times 2.54 = \mathbf{6.76 \text{ KN/ml}}$$

Les murs intérieurs : sont des murs en briques creuses de 10 cm d'épaisseur et un enduit plâtre des deux faces.

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
2	Briques creuses	0.1	9	0.9
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
TOTAL				G _{MI} =1.3

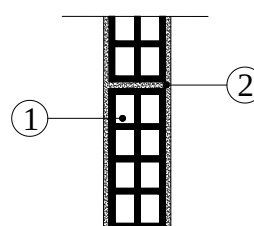


Tableau II.5 : Charge permanente due aux murs intérieurs.

2) **Charges d'exploitation :** (DTR B.C. 2.2 – Art 7 .2.1)

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR comme suite :

Eléments	Surcharges Q (KN/m ²)
Acrotère	1.00
Plancher terrasse inaccessible	1.00
Plancher d'étage courant (habitation)	1.50
Plancher RDC (service)	2.50
Balcon	3.50
Escalier	2.50

Tableau II-6 : Charges d'exploitation (Q)

c. **Détermination du poids propre des éléments :**

Avec : $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$

- **Poids propre des Poteaux :**

• **Poteau S/SOL :** $P_{p \text{ s/sol}} = 0.25 \times 0.25 \times 4.50 \times 25 = 7.03 \text{ KN}$

• **Poteau RDC & étage courant :** $P_{pc} = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = 4.78 \text{ KN}$

- **Poids propre des poutres :**

• **Poutres principales :** $P_{pp} = 0.30 \times 0.40 \times (1.625 + 2.125) \times 25 = 11.25 \text{ KN}$

• **Poutres secondaires :** $P_{ps} = 0.30 \times 0.35 \times 1.375 \times 2 \times 25 = 7.22 \text{ KN}$
= 18.47KN

- **calcul du poids propre des planchers :**

• **Plancher terrasse inaccessible :** $p_t = S \times G_t = 10.31 \times 5.94 = 61.24 \text{ KN}$

• **Planchers courants :** $p_c = S \times G_c = 10.31 \times 5.40 = 55.67 \text{ KN}$

d. **Calcul des charges d'exploitation selon la loi de dégression :**

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on doit appliquer la loi de dégression des charges d'exploitation que nous impose le **DTR.B.C.2.2** si le nombre de niveaux $n \geq 5$.

Notre ouvrage possède 10 niveaux ($n \geq 5$) donc on doit appliquer la méthode.

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

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i.

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

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

On adoptera pour le calcul :

- Sous terrasse Q_0
- Sous dernier étage $Q_0 + Q_1$.
- Sous étage immédiatement inférieur $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$.
- Sous troisième étage $Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Sous le quatrième étage $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.
- Sous le cinquième étage et les suivants $Q_0 + (3+n)/2n + (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$.

$$\text{- Sous étage } n : Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

• **Coefficients de dégression des surcharges :**

Niv.	10	09	08	07	06	05	04	03	02	01
Coeff.	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.68	0.66

• **Calcul des surcharges d'exploitation : $q=Q \times S$**

Plancher terrasse inaccessible..... $q=1 \times 10.31=$ **10.31KN**

Plancher RDC & étage courant..... $q=1.5 \times 10.31=$ **15.47 KN**

Plancher S /SOL(service)..... $q=2.5 \times 10.31=$ **25.78 KN**

• **Les surcharges cumulées :**

10^{ème} niveau : $Q_0=$ **10.31 KN**

9^{ème} niveau : $Q_0 + Q_1=$ **25.78 KN**

8^{ème} niveau : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)=$ **39.70 KN**

7^{ème} niveau : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)=$ **52.08 KN**

6^{ème} niveau : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)=$ **62.91 KN**

5^{ème} niveau : $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)=$ **72.19 KN**

4^{ème} niveau : $Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)=$ **79.93 KN**

3^{ème} niveau : $Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)=$ **87.20 KN**

2^{ème} niveau : $Q_0 + 0.68 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)=$ **94.47 KN**

1^{ème} niveau : $Q_0 + 0.66 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)=$ **109.00 KN**

e. **Dimensionnement des poteaux des trois derniers niveaux (10 , 9 , 8):**

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}} ; \text{ avec } N_s = G+Q$$

Calcul de $G_{(10-9-8)}$:

Planchers : $61.24 + 2 \times 55.67 = 172.58\text{KN}$

Poteaux : $3 \times 4.78 = 14.34\text{KN}$

Poutres (P+S) : $3 \times 18.47 = 55.41\text{KN}$

$$G_{(10-9-8)} = 242.33\text{KN}$$

Calcul de $Q_{(10-9-8)}$:

$$Q = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 39.70 \text{ KN}$$

$$\text{On aura: } N_{s(10-9-8)} = 242.33 + 39.70 = 282.03\text{KN} \rightarrow S \geq 188.02 \text{ cm}^2$$

• **Remarque:**

Pour les structures en béton armé, il est recommandé de concevoir des poteaux forts et des poutres faibles pour que les rotules se produisent plutôt dans les poutres que dans les poteaux. Pour cela on est amené à adopter des sections assez grandes par rapports aux sections calculées.

Les sections des poteaux adoptées sont résumées dans le tableau suivant :

-
-
-

-Tableau récapitulatif de la descente de charge :

Niv.	Poids des planchers (KN)	Poids des poteaux (KN)	Poids des poutres (KN)	G_{tot} (KN)	G_{cum} (KN)	Q_{Cum} (KN)	$N_s =$ $G_{cum} + Q_{cum}$ (KN)	$S_{min} =$ N_s / σ_{bc} Cm^2	section adoptée Cm^2
10	61.24	0	18.47	79.71	79.71	10.31	90.02	60.01	30x30
09	55.67	4.78	18.47	78.92	158.63	25.78	184.41	122.94	30x30
08	55.67	4.78	18.47	78.92	237.55	39.70	277.25	184.83	30x30
07	55.67	4.78	18.47	78.92	316.47	52.08	368.55	245.70	35x35
06	55.67	4.78	18.47	78.92	395.39	62.91	458.3	305.53	35x35
05	55.67	4.78	18.47	78.92	474.31	72.19	546.5	364.33	35x35
04	55.67	4.78	18.47	78.92	553.23	79.93	633.16	422.11	35x35
03	55.67	4.78	18.47	78.92	632.15	87.20	719.35	479.57	40x40
02	55.67	4.78	18.47	78.92	711.07	94.47	805.54	537.03	40x40
01	55.67	7.03	18.47	81.17	792.24	109.00	901.24	600.83	40x40

Tableau. II-7 : récapitulatif de la descente de charge.• **Vérification des conditions du RPA 99/Art.7.4.1 :**

Les dimensions de la section transversale des poteaux, doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\min(b_1, h_1) \geq 25cm$ en Zone I et IIa
- $\min(b_1, h_1) \geq \frac{e}{20}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$

Pour (30x30) cm^2 :

- $\min(30x30) = 30 \geq 25 cm$ CV
- $\min(30x30) = 30 \geq 306/20 = 15.30$ CV
- $\frac{1}{4} \leq 30/30 \leq 4 = 1 \leq 4$ CV

Pour (35x35) cm^2 :

- $\min(35x35) = 35 \geq 25 cm$ CV
- $\min(35x35) = 35 \geq 306/20 = 15.30$ CV
- $\frac{1}{4} \leq 35/35 \leq 4 = 1 \leq 4$ CV

Pour (40x40) cm^2 :

- $\min(40x40) = 40 \geq 25 cm$ CV
- $\min(40x40) = 40 \geq 450/20 = 22.50$ CV
- $\frac{1}{4} \leq 40/40 \leq 4 = 1 \leq 4$ CV

• **Vérification au flambement :** (Art.122, BAEL 91)

Afin d'éviter tout risque de flambement des poteaux dû à l'effort normal axial, il faut que :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$$

i : Rayon de giration.

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{B}} \quad \text{Où} \quad \frac{I}{B} = \frac{hb^3}{12bh} = \frac{b}{\sqrt{12}} ;$$

$$L_f = 0.7 I_0$$

L_f : Longueur de flambement d'un poteau I_0 : Longueur libre de poteau

$$\lambda = \frac{0.7 I_0}{hb/12bh^3} = \frac{0.7 I_0 \sqrt{12}}{b} < 50$$

- Poteaux (30x 30); $I_0=2.66\text{m}$; $\lambda = 21.50 < 50$
- Poteaux (35x 35); $I_0=2.66\text{m}$; $\lambda = 18.43 < 50$
- Poteaux (40x 40); $I_0=4.10\text{m}$; $\lambda = 24.85 < 50$

La condition étant vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

III-1- Introduction :

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments non structuraux qui sont : l'acrotère, les balcons, les escaliers, salle machine ainsi que les planchers ; à savoir la détermination des armatures et les différentes vérifications puis un schéma de ferraillage sera donné.

III-2- l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à un effort « G » dû à son poids propre et à un effort latéral « Q= 1kN/ml » dû à la main courante provoquant un moment de renversement

« M » dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera calculé en flexion composée avec compression, le calcul se fera pour une bande de 1 mètre largeur.

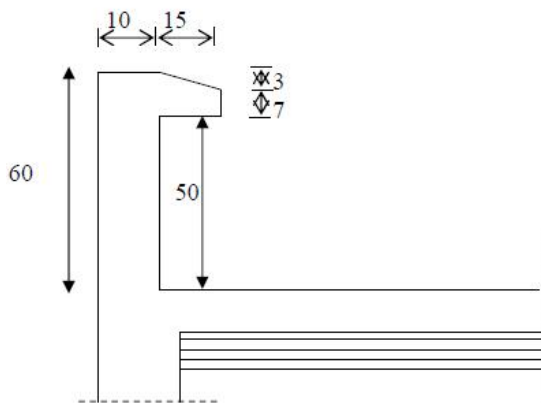


Fig. III-2-1- Coupe transversale de l'acrotère

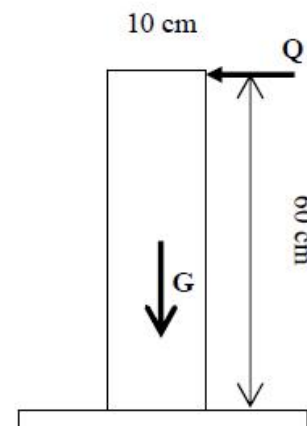


Fig. III-2-2- Schéma statique

1- Dimension de l'acrotère :

- largeur : 100 cm.
- hauteur : 60 cm.
- épaisseur : 10cm.

2- Détermination des sollicitations :

$$G_{acr} = 25[(0.6 \times 0.1) + (0.15 \times 0.07) + (0.03 \times 0.15)/2] = 1.82 \text{ kN/ml} \times 1.00 \text{ ml} = 1.82 \text{ kN/ml}$$

Poids propre de l'acrotère : $G=1.82 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q=1.00 \text{ KN /ml}$

Effort normal dû au poids propre « G » : $N_G = G \times 1ml = 1.82 \text{ KN}$

Effort normal du à la main courante «Q » : $N_Q=0\text{KN}$

Effort tranchant dû au poids propre « G » : $T_G=0\text{KN}$

Effort tranchant dû à la main courante « Q » : $T_0 = Q \times 1m = 1.00KN$

Moment fléchissant max dû a la surcharge Q : $M_0 = T \times H = Q \times 1ml \times H = 0.60 \text{ KN m}$

Moment fléchissant max du au poids propre : $M_G = 0 \text{ KN.m}$

Schéma statique :

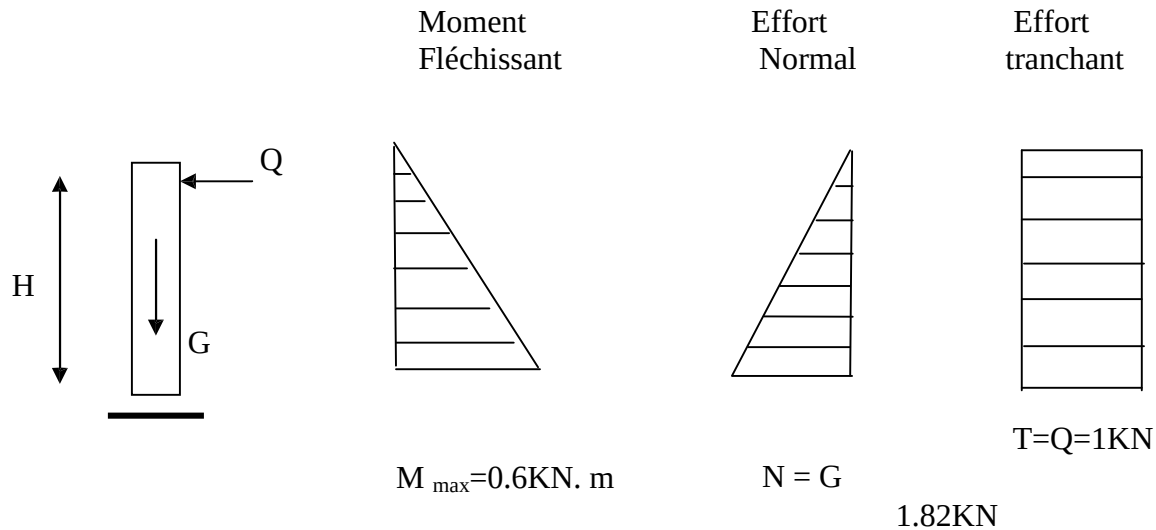


Fig. III-2-3- Diagrammes des efforts internes (M, N, T)

3- Les combinaisons de charge :

- **ELU :** $1.35G + 1.5Q$

$$N_u = 1.35N_G = 1.35 \times 1.82 = \mathbf{2.46 \text{ kN}}$$

$$T_u = 1.5T_Q = 1.5 \times 1.00 = \mathbf{1.5 \text{ kN}}$$

$$M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q = 1.5 \times 0.6 = \mathbf{0.9 \text{ kN.m}}$$

- **ELS :** $G + Q$

$$N_s = N_G + N_Q = \mathbf{1.82 \text{ kN}}$$

$$N_s = T_Q = \mathbf{1 \text{ kN}}$$

$$M_s = M_G + M_Q = \mathbf{0.6 \text{ kN.m}}$$

4- Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire .

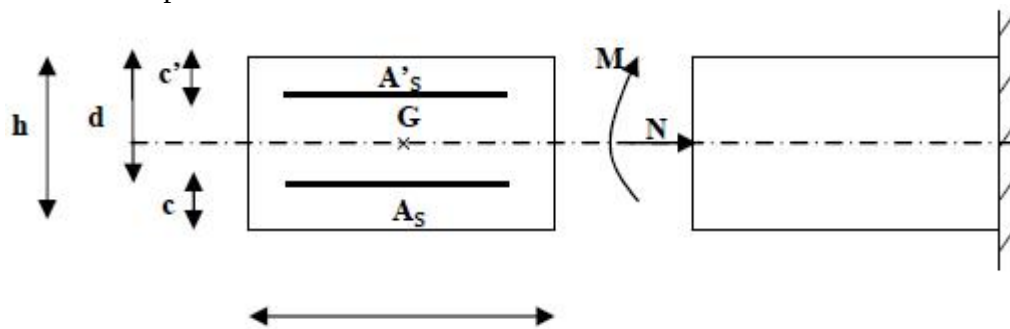


Fig. III-2-4- Section de l'acrotère soumise à la flexion composée

Avec :

h : Epaisseur de la section : 10cm

b : Largeur de la section : 100cm

c et c' : Enrobage : 3cm

$d = h - c$: Hauteur utile.

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

Remarque : le calcul se fera à L'ELU puis vérifié à L'ELS.

- Calcul des armatures à L'ELU:

- **Position du centre de pression (l'excentricité) à l'ELU :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,46} = 0,365 \text{ m} = 37 \text{ cm}$$

$$a = \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm} < e_u = 37 \text{ cm}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la zone délimitée par les armatures. D'où la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple (M_f) et puis elle se ramène en flexion composée.

- **Calcul en flexion simple (M_f) :**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_f = 0,9 + 2,46 \left(\frac{0,1}{2} - 0,03 \right) = 0,949 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des armatures fictives :**

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_c} = 14,2 \text{ MPA}$$

$$\alpha = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0,949 \cdot 10^3}{100 \cdot (7)^2 \cdot 14,2} = 0,0136$$

$$\alpha = 0,0136 < \alpha_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\alpha = 0,0136 \Rightarrow \beta = 0,9935 \text{ (à partir des abaques, on tire la valeur de } \beta \text{)}$$

Remarque : La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires. ($A_{sc}=0$)

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} = \frac{0,949 \cdot 10^3}{0,9935 \cdot 7 \cdot 348} = 0,392 \text{ cm}^2$$

$$A_f = 0,392 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures réelles à la flexion composée: (armatures réelles):**

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,392 - \frac{2,46 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,321 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0,321 \text{ cm}^2$$

$A_{sc} = 0 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires mais dans la réalité l'acrotère travaille dans les deux sens opposés, supportant les charges extérieures dues à la main courante (échafaudage, échelle des pompiers,...). ce qui ne permet de considérer deux nappes d'armatures.

$$\text{Donc : } A_{sc} = 0,321 \text{ cm}^2$$

5- Vérifications :

1)- Vérifications à L'ELU:

a) - Condition de non fragilité:

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite.

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF:

$$A_{st} \geq A_{stmin}$$

- **Armatures principales :**

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,82} = 0,329 \text{ m} = 32,90 \text{ cm}$$

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

$$= 0,23 \frac{2,1}{400} (100)(7) \left[\frac{32,90 - 0,455 (7)}{32,90 - 0,185 (7)} \right] = 0,794 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 0,794 \text{ cm}^2 > A = 0,321 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ la section n'est pas vérifiée

On adopte la section minimale :

$$A = A_{\min} = 0,794 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8/ml** $\Rightarrow A = 2,00 \text{ cm}^2$; $S_t = 25 \text{ cm}$.

• **Armatures répartitions :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,00}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$$

On prend **3HA8 = 1.51 cm²**

Avec : $S_t \leq \min \{ 2.h ; 25 \} \text{ cm}$.

h : épaisseur de la section d'acrotère

h = 10 cm. $\Rightarrow$ Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$

b) – Vérification au cisaillement (BAEL 91/ Modifié 99 Art. A5.1.1) :

La fissuration est prise comme étant préjudiciable ; on doit vérifier si :

$$\tau_U \leq \bar{\tau}_U$$

Sachant que : $\bar{\tau}_U = \min (0,15 f_{ct28} / \gamma_b ; 4 \text{ Mpa}) = 2,5 \text{ Mpa}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} ; V_u = 1,5 \text{ Q} = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 1,5 / 7 \times 100 = 0,0021 \text{ MPa}$$

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

c) - Vérification de l'adhérence des barres (Art A.6.1.3-BAEL91) :

Le béton armé est composé de béton et d'acier, donc il est nécessaire de connaître le comportement à l'interface entre ces deux matériaux.

Pour cela on doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$.

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :

Ψ_s : coefficient de scellement égal à 1.5 pour les barres à haute adhérence (HA).

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i}$$

Avec $\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des armatures

$$\sum U_i = n \times \Phi \times \pi = 4 \times 3,14 \cdot 0,8 = 10,05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 1000}{0,9 \times 7 \times 10,05 \times 10^2} = 0,237 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,237 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

d)- Ancrage des barres (BAEL 91 révisé 99-Art.6.1.2) :

$$l_s = \frac{\alpha \times f_e}{4 \times \sigma_{su}}^2, \sigma_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPA}$$

$$l_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{ cm}$$

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

e) -Vérification des espacement des barres (Art A.4.5,33 / BAEL 91modifiée 99) :

La fissuration est préjudiciable ; donc

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

L'espacement $e=25 \text{ cm}$; la condition est vérifiée.

2)- vérifications à L'ELS :

a)- vérification des contraintes dans les aciers :

(BAEL 91 révisé 99-Art 4.5.2.3)

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable. Les sollicitations sont : $M_s = 0,6 \text{ Kn.m}$.

$$N_s = 1,82 \text{ Kn.}$$

On doit vérifier :

$$\begin{aligned} \pm \sigma_{st} &\leq \pm \overline{\sigma}_{st} & \text{Avec : } & \begin{cases} \sigma_{st} : \text{contrainte dans les aciers tendues} \\ \pm \sigma_{bc} : \text{Contrainte dans le béton comprimée} \\ \pm \overline{\sigma}_{st} : \text{Contrainte limite dans les aciers tendus} \\ \pm \overline{\sigma}_{bc} : \text{Contrainte limite dans le béton comprimée.} \end{cases} \\ \pm \sigma_{bc} &\leq \pm \overline{\sigma}_{bc} \end{aligned}$$

$$\pm \sigma_{st} = \frac{M_s}{\gamma \times d \times A_s}$$

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,00}{100 \times 7} = 0,29 \\ &= 0,914 = 0,907 \rightarrow K = 43,82 \end{aligned}$$

$$\pm \sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^6}{0,914 \times 7 \times 2,00 \times 10^3} = 46,88$$

$$\pm \sigma_{st} = 46,88 \text{ MPA}$$

$$\pm \overline{\sigma}_s = \min \left\{ 2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{n \cdot f_{c28}} \right\}$$

$\eta = 1,6$ pour les Barres H.A

$$\pm \overline{\sigma}_{st} = \min \{266,66 ; 201,633\} = 201,633 \text{ Mpa}$$

$$\pm \sigma_{st} = 46,88 \text{ MPa} < \pm \overline{\sigma}_{st} = 201,633 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b)- vérification des contraintes de compression dans le béton :

(Art 4.5.2 - BAEL 91 révisé 99)

$$\pm \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{avec : } \begin{aligned} K &= \alpha / 15(1-\alpha) \\ \alpha &= 3(1-\beta) = 3(1-0,914) = 0,26 \end{aligned}$$

$$K = \frac{0,26}{15(1-0,26)} = 0,023$$

$$\sigma_{bc} = 0.023 \times 46.88 = 1.08 \text{ MPA} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

3)- Vérification de l'acrotère au séisme :

Pour que l'acrotère résiste à la force horizontale F_p , elle doit être conçue de telle façon que cette force soit inférieure ou égale à la surcharge Q donnée .La force agissante sur l'acrotère selon (RPA 99 version 2003/ Art .6.2.3) calculée comme suit :

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

A : Coefficient d'accélération de zone. (RPA 99, art 4.2.3 tableau 4-1).

C_p : Facteur de force horizontale variant entre (0,3 à 0,8).(Art6.2.3 tab 6.1)

W_p : Poids de l'élément (l'acrotère).

Zone : IIa $\Rightarrow A = 0,15$

Groupe : 2

$C_p = 0,3$ et $W_p = 1,82 \text{ KN/ml}$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 1.82 \times 0.3 = 0,327 < Q = 1 \text{ KN /ml.}$$

F_p = 0.327Y Q = 1 KN /ml. $\Rightarrow$ Donc l'acrotère est vérifié au séisme, d'ou le ferrailage adopté précédemment est convenable.

Conclusion :

Après toutes les vérifications effectuées, on adoptera le ferrailage suivant:

- Armatures principales : **4HA8= 2,00 cm²** avec un espacement de 25 cm.
- Armatures de répartition : **3HA8=1.50cm²** avec un espacement de 20 cm

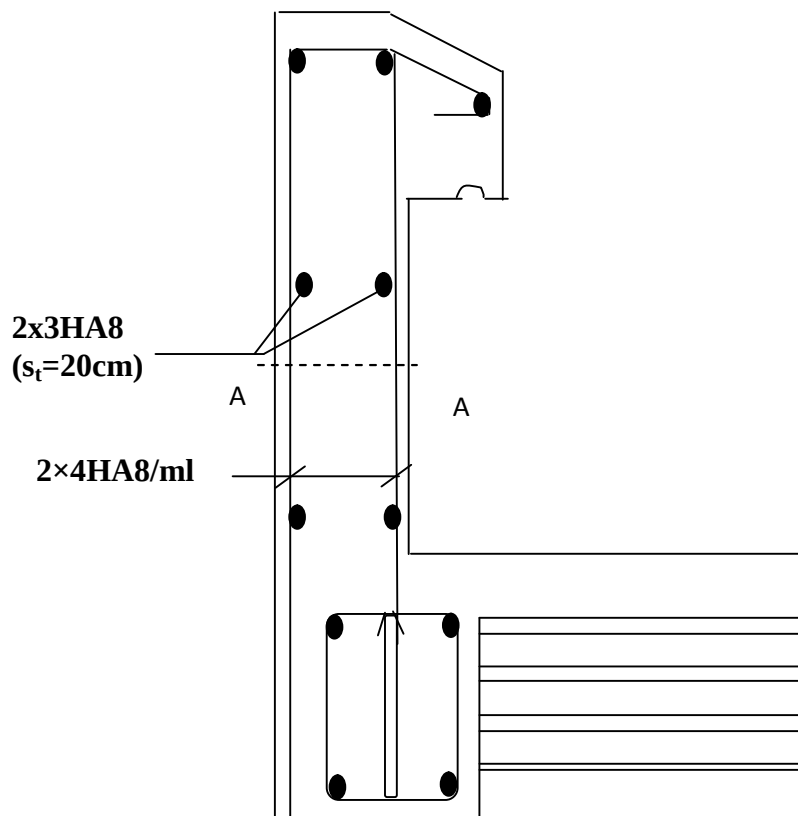
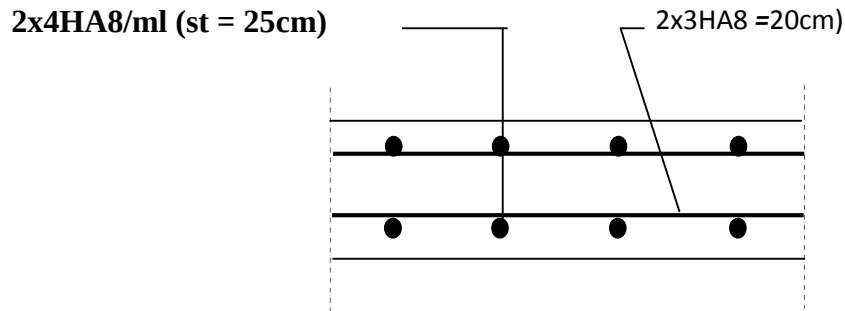


Fig.III-2-5 : Ferrailage de l'acrotère



Coupe A - A

III-3- Les balcons

• Balcons en dalle pleine:

Les balcons sont des consoles encastrées au niveau de la poutre de rive. Ils sont soumis à des conditions d'environnement qui conduisent à des distributions constructives spéciales. Ils sont constitués d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher. Leur épaisseur est déjà calculée au chapitre précédent. $ep=15cm$

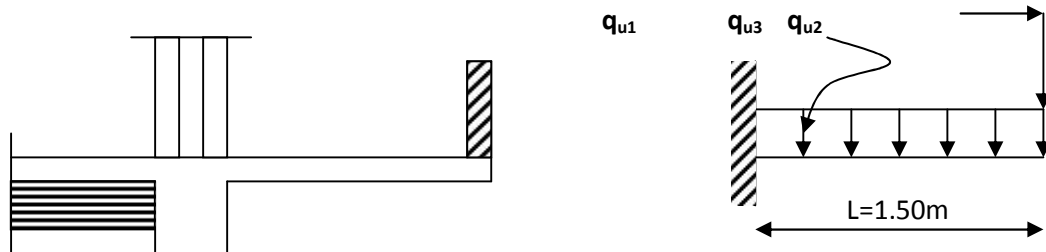


Fig. III-3-1-Schéma statique du balcon

1- Détermination des charges et surcharges :

a)- Charges permanentes :

• La dalle :

Comme indiqué au chapitre précédent : $G_D=5.23$

• Garde corps

$$g=9 \times 0.1 = 0.9 \text{ KN/ml.}$$

b)- Charges d'exploitation :

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

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

2- Calcul à l'ELU :

Le balcon est calculé en flexion simple.

a)- Combinaison des charges :

$$\text{Dalle : } q_{u1} = (1.35G + 1.5Q) \times 1 = [(1.35 \times 5.23) + 1.5 (3.5)] \times 1 = 12.310 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Garde de corps : } q_{u2} = 1.35 \times 0.9 = 1.215 \text{ KN}$$

b)- Calcul du moment d'encastrement :

La section dangereuse étant au niveau de l'encastrement.

• Moment provoqué par la charge « qu1 »

$$M_{qu1} = \frac{q_{u1} \cdot l^2}{2} = \frac{12.31 \times 1.50^2}{2} = 13.843 \text{ KN.m}$$

• Moment provoqué par la charge « qu2 »

$$M_{qu2} = q_{u2} \times l = 1.215 \times 1.50 = 1.822 \text{ KN.m}$$

• Le moment total

$$M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = 15.665 \text{ KN.m}$$

c)- Calcul des armatures :

$$M_u = 14.84 \text{ KN.m} ; \quad b = 100 \text{ cm} ; \quad d = 12 \text{ cm}$$

- Armatures principales

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{15.665 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.076$$

$$\ll = 0.076 < \ll_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\ll = 0.076 \Rightarrow \ll = 0.734$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{15.665 \times 10^3}{0.734 \times 12 \times 348} = 5.11 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.11 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}12/\text{ml} \rightarrow 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \quad S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

- Armatures de répartition

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

$$\text{Soit : } 4\text{HA}8/\text{ml} \rightarrow 2.00 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \quad S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

c)- Vérifications à l'ELU :

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

$$A_{\min} = \left(0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \cdot d \cdot b = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

• Vérification au cisaillement (BAEL 91) :

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

- calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = q_{u1} x l + q_{u2} = 12.31 \times 1.5 + 1.215 = 19.68 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{19.68 \times 10^3}{100 \times 120} = 1.64 \text{ MPa}$$

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

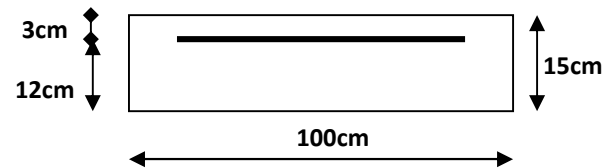
$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.64 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

• Vérification de l'adhérence :

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

$$\tau_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\Psi_s = 1.5 \rightarrow \text{HA})$$



$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} ; \quad \sum U_i = n \Phi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se}^2 = \frac{19.68 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 188.4} = 0.97 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se}^2 < \bar{\tau}_{se}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée} \rightarrow \text{pas de risque d'entraînement des barres.}$$

• **Espacement des barres (BAEL91-Art-6.1.235) :**

Armature principale : $St \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} > St = 20\text{cm} \rightarrow \text{Vérifiée.}$

Armature de répartition : $St \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} > St = 37\text{cm} \rightarrow \text{Vérifiée.}$

• **Calcul de la longueur d'ancrage :**

$$\tau_{se} = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

Soit $L_s = 50 \text{ cm}$

$$0.4L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

3- Calcul à l'ELS :

a)- Combinaison des charges :

Dalle : $q_{s1} = G + Q = [5.23 + 3.5] \times 1 = 8.73 \text{ KN/ml}$

Garde de corps : $q_{s2} = g = 0.9 \text{ KN}$

b)- Calcul du moment d'encastrement :

• Moment provoqué par la charge « q_{s1} » :

$$M_{q_{s1}} = \frac{q_{s1} \times l^2}{2} = \frac{8.73 \times 1.50^2}{2} = 9.82 \text{ KN.m}$$

• Moment provoqué par la charge « q_{s2} » :

$$M_{q_{s2}} = q_{s2} \times l = 0.9 \times 1.50 = 1.35 \text{ KN.m}$$

• Le moment total :

$$M_s = M_{q_{s1}} + M_{q_{s2}} = 11.17 \text{ KN.m}$$

c)- Vérifications des contraintes à l'ELS :

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

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

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

$$\text{On a des aciers } \left\{ \begin{array}{l} HA : \phi \geq 6 \text{ mm} \\ FeE400 \end{array} \right\} \Rightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 , 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \left\{ 266.66 , 201.63 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\pm_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

Valeur de β_1 :

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 12} = 0.471.$$

$$\rho = 0.471 \longrightarrow \beta_1 = 0.896$$

$$\text{Alors : } \sigma_s = \frac{11.17 \times 10^6}{0.896 \times 120 \times 5.65 \times 10^2} = 183.87 \text{ MPa} \Rightarrow \pm \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

Conclusion : La section est justifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.

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

Etat limite de compression de béton : (Art A452 du BAEL91) :

Pour une section rectangulaire ($b \times h$), acier FeE 400 en flexion simple, si la relation suivante est satisfaite alors il n'y a pas lieu de vérifier σ_{bc} .

$$\alpha_u = \frac{\gamma}{d} \left(\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right) \quad \text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}.$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{15.665}{11.17} = 1.402$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.402 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.201 + 0.25 = 0.451 > 0.1126 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion : la section est justifiée vis-à-vis de la compression.

• **Vérification de la flèche :**

D'après le BAEL91, on calcule la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{150} = 0.10 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10.M_0} \Rightarrow \frac{15}{150} = 0.1 > \frac{11.17}{10(11.17)} = 0.1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{12 \times 100} = 0.0047 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

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

5HA12/ml (St = 20cm)

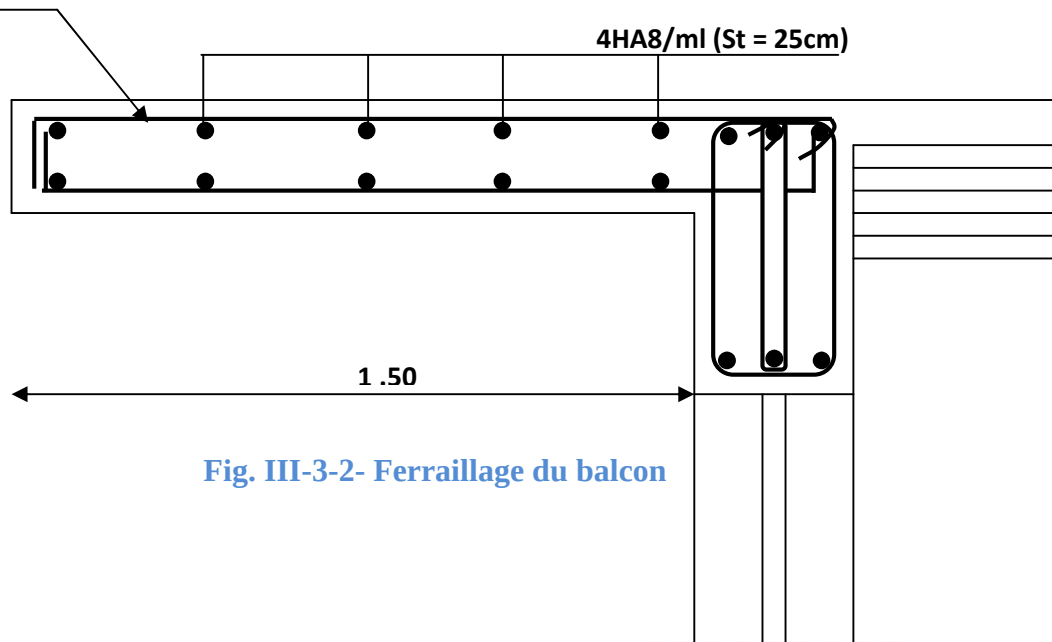


Fig. III-3-2- Ferrailage du balcon

• **Balcons en corps creux :**

1) **Etude de la poutre de chaînage :**

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

a) **Dimensionnement :**

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

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

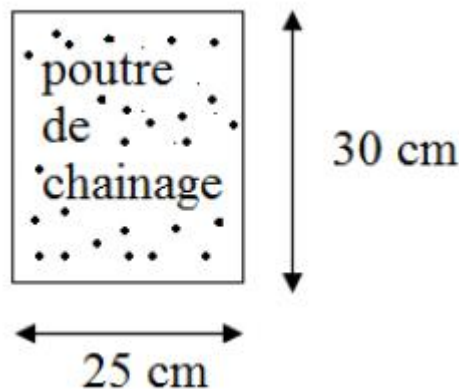
La largeur $0,4h \leq b \leq 0,7h$

Avec : L : la longueur libre dans le sens considéré

$L = 450 - 30 = 420 \text{ cm}$

$\frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10} \implies 28 \leq h \leq 42 \implies \text{on opte pour une hauteur de } h = 30 \text{ cm}$

$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \implies 12 \leq b \leq 21 \implies \text{on opte pour une largeur de } b = 25 \text{ cm}$



b) **Détermination Des Sollicitations :**

_ **Charge permanentes :**

Poids propre de la poutre : $0,25 \times 0,30 \times 25 = 1,88 \text{ KN/ml}$.

Poids du mur (double cloison) : $3,06 - 0,30 \times 2,40 = 6,62 \text{ KN/ml}$.

Poids du plancher : $4,20 \times 0,65/2 = 1,37 \text{ KN/ml}$.

$G_t = 9,87 \text{ KN/ml}$

_ **Surcharge d'exploitation :**

$Q = 3,5 \times 0,65/2 = 1,14 \text{ KN/ml}$.

c) **Combinaison de charge :**

A l'ELU : $qu = 1,35 G + 1,5 Q \implies qu = 15,03 \text{ KN/ml}$.

A l'ELS : $qs = G + Q \implies qs = 11,01 \text{ KN/ml}$.

2) **Calcul à l'ELU :**

On considère que la poutre est simplement appuyée

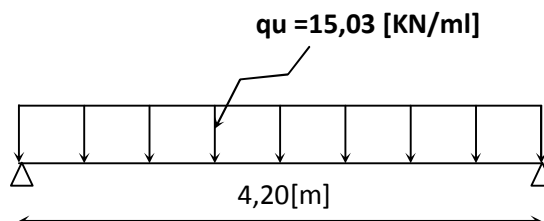


Fig.III-3-3 - Schéma isostatique

_ Calcul des moments :

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

$$\text{En travées : } M_t = 0,85 \times \frac{q_u \times l^2}{8} = 0,85 \times \frac{15,03 \times 4,20^2}{8} = 28.17 \text{ KN m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,30 \times \frac{q_u \times l^2}{8} = 0,30 \times \frac{15,03 \times 4,20^2}{8} = 9.94 \text{ KN m}$$

_ Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{15,03 \times 4,20}{2} = 31.56 \text{ KN}$$

III 2.3 Calcul des armatures à L'ELU :

En travée

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

$$\mu = \frac{28.17 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0,108 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.108 \Rightarrow \beta = 0.943$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{28.17 \times 10^5}{0.943 \times 27 \times 348 \times 10^2} = 3.18 \text{ cm}^2$$

Soit 3HA14 = 3,39 cm²

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{9.94 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0,038 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.038 \Rightarrow \beta = 0.981$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{9.94 \times 10^5}{0.981 \times 27 \times 348 \times 10^2} = 1.08 \text{ cm}^2$$

Soit 3HA10 = 2,35 cm²

III 2.4 Vérification à l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité (Art A 4.2.1/BAEL 91):

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

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 27 \times 25 = 0,81$$

$$A_{\min} = 0.81 \text{ cm}^2 < A_t = 3.39 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_{\min} = 0.03 \text{ cm}^2 < A_a = 2.35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

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

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

$$\tau = \Psi_s \cdot f_{t28} \quad \text{Avec } (\Psi_s = 1.5 \rightarrow \text{HA})$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i} \quad \text{Avec } \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = n \pi \Phi = 3 \times 3.14 \times 1,2 = 113 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{31.56 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 113} = 3.15 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \tau_{se} \Rightarrow$ Condition vérifiée $\Rightarrow$ pas de risque d'entraînement des barres.

c) Vérification au cisaillement (Art 5.2.2/BAEL 91) :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$\tau_u = \frac{31,56 \times 10}{25 \times 27} = 0.46 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min \frac{0.15 \times 25}{1.5}, 4 \text{ MPa} \quad \bar{\tau}_u = \min 2.5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa} = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.46 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée $\Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement.

d) Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis:

Dans le béton : (BAEL 91 mod 99 / Art A.5.1, 313)

$$\frac{2T_u}{b \times 0.9d} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u = 31.56 \leq 0.4b \times 0.9d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 405 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Au niveau des aciers : (BAEL 91 mod 99 / Art A.5.1, 321)

$$A_a = 2.35 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(31.56 + \frac{-6.96}{0.9 \times 0.27} \right) = 0.09$$

$\Rightarrow$ Condition vérifiée.

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

e) Calcul des ancrages des barres (BAEL 91 modifié 99 Art A.6.1, 21)

$$\tau_{se} = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets :

$$L_{cr} = 0.4 L_s \quad L_{cr} = 0.4 \times 35.27 = 14.11 \text{ cm}$$

Soit $L_{cr} = 15 \text{ cm}$

f) Calcul des armatures transversales : (BAEL 91 modifié 99 Art A.7.2, 2) :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\} = \min \{ 0.857, 2.5, 1.2 \} = 0.857 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } \phi_t = 8 \text{ mm} \leq 8.57 \text{ mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8 ; $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Selon le (BAEL91 modifié 99 Art A.5.1, 21) L'espacement des plans successifs des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$S_t \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm}) = \min (24.3 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) \Rightarrow \text{Soit } S_t = 20 \text{ cm.}$$

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} > 0.4 \text{ Mpa} \Rightarrow \frac{1.005 \times 400}{25 \times 20} = 0.80 \text{ Mpa} > 0.40 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Exigence du RPA version 2003 (Art7.5.2.2) :

En zone nodale (appuis) :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\emptyset \text{ cm} \right) = \min (7,5 \text{ cm}; 12 \text{ cm}) \implies \text{Soit } S_t = 7 \text{ cm.}$$

En zone courante (travée) :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \implies \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm.}$$

5) Vérification à L'ELS :

$$q_s = G + Q \implies q_s = 11.01 \text{ KN/ml.}$$

1 Calcul des efforts :

Les moments :

En tenant compte de semi encastrement :

$$\text{En travées : } M_t = 0,85 \times \frac{q_s \times l^2}{8} = 0,85 \times \frac{11.01 \times 4,20^2}{8} = 20.64 \text{ KN m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,30 \times \frac{q_s \times l^2}{8} = 0,30 \times \frac{11.01 \times 4,20^2}{8} = 7.28 \text{ KN m}$$

Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{11.01 \times 4,20}{2} = 23.12 \text{ KN}$$

a) Vérification des contraintes dans le béton:

$$\pm_{bc} \leq \pm_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\pm_b = \pm_s \times K$$

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b d} = \frac{100 \times 2,35}{30 \times 27} = 0.348$$

$$\rho_1 = 0.348 \longrightarrow \beta_1 = 0.908 \longrightarrow K_1 = 39,35 \implies K = \frac{1}{K_1} = 0,025$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 x d x A_t} = \frac{5,08 \times 10^6}{0.915 \times 270 \times 2,35 \times 10^2} = 87,50 \text{ Mpa}$$

$$\pm_b = \pm_s \times K = 172.53 \times 0,025 = 4.31 \text{ MPA} < 15 \text{ Mpa} \implies \text{(condition vérifiée)}$$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{b d} = \frac{100 \times 3,39}{30 \times 27} = 0.502$$

$$\rho_1 = 0.502 \longrightarrow \beta_1 = 0.894 \longrightarrow K_1 = 32,17 \implies K = \frac{1}{K_1} = 0,031$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 x d x A_t} = \frac{20.64 \times 10^6}{0.894 \times 270 \times 3,39 \times 10^2} = 252.24 \text{ Mpa}$$

$$\pm_b = \pm_s \times K = 252.24 \times 0,031 = 7.82 \text{ MPA} < 15 \text{ Mpa} \implies \text{(condition vérifiée)}$$

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

c) Vérification de la flèche : [BAEL.99/Art B.6.5,2] :

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

- $\frac{A_t}{b d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{30}{420} = 0,071 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow$ condition vérifiée
- $\frac{h}{L} = 0,071 \geq \frac{20.64}{10 \times 24.28} = 0,08 \rightarrow$ condition non vérifiée
- $\frac{A_t}{b d} = \frac{3,39}{30 \times 27} = 0,0050 < \frac{4,20}{400} = 0,01 \rightarrow$ condition vérifiée

La 2^{ème} conditions ne sont pas vérifiées donc on doit calculer la flèche

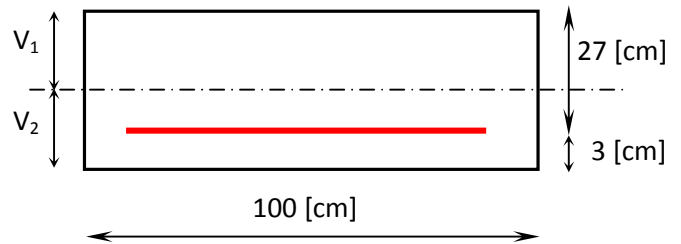
d) Calcul de la flèche:

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

$$f_v = \frac{M_t^{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} < \frac{L}{500}$$

E_v : Module de déformation différé

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



I_0 : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (30)^2}{2} + (15 \times 3.39 \times 27) = 46372.95 \text{ [cm}^3\text{]}$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 30) + (15 \times 3.39) = 3050.85 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\rightarrow V_1 = \frac{46372.95}{3050.85} = 15.20 \text{ [cm]}$$

$$V_2 = h - V_1 = 30 - 15.20 = 14.80 \text{ [cm]}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times ((15.20)^3 + (14.80)^3) + 15 \times 3.39 \times (14.80 - 3)^2$$

$$I_0 = 232200.35 \text{ [cm}^4\text{]}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + a_v \ll}$$

$$f_i = \frac{5}{384} \times \frac{15.03 \times 10^4 \times (4.20)^4}{10818.86 \times 23200.35} = 0,001 \text{ [m]} = 0.1 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{420}{500} = 0,84[\text{cm}] \quad f_i < \bar{f} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion:

Les armatures calculées a L'ELU sont suffisante pour le ferrailage de la poutre

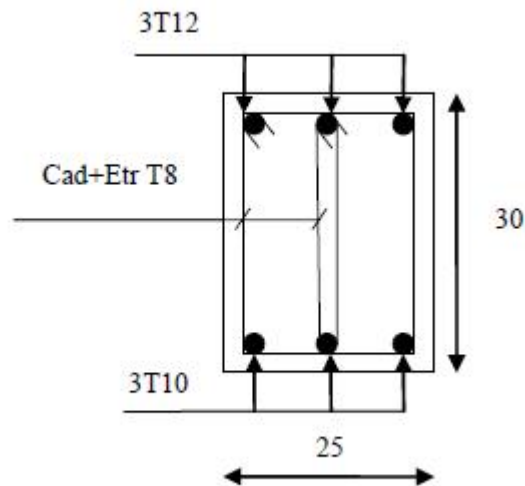


Figure III-3-4-Ferrailage de la poutre de chaînage.

III-4- Les planchers :

1- Introduction:

La structure comporte des planchers en corps creux (16+4), dont les poutrelles sont préfabriquées, disposées suivant le sens transversal et sur les quelles repose le corps creux. Sauf les balcons et la salle machine, qui sont en dalle pleine.

Les planchers à corps creux sont constitué de :

Nervure appelé poutrelle de section en T, elle assure la fonction de portance.

La distance entre axe des poutrelles est de 65cm.

Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique

Sa dimension est de 16cm.

Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature de nuance (fe520) ayant pour but :

- Limiter les risques de fissuration par retrait
- Résister aux efforts de charge appliquée sur les surfaces réduites

Nous avons à étudier le plancher le plus sollicité qui le plancher bas du RDC.

2- Détermination des dimensions de la section en T :

$h = 16+4 = 20 \text{ cm}$ (hauteur de la dalle)

$h_0 = 4 \text{ cm}$ (épaisseur de la dalle de compression)

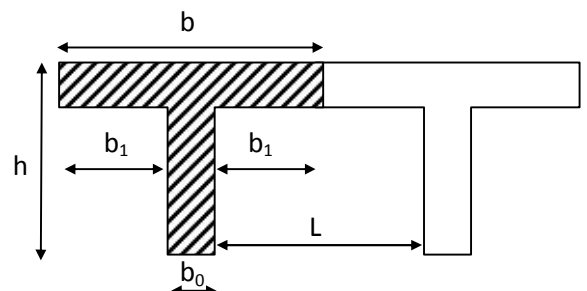
$C = 2 \text{ cm}$ (enrobage)

$d = 18 \text{ cm}$ (hauteur utile)

b_1 : largeur de l'hourdis

avec :

L : distance entre faces voisines de deux nervures.



$$b_1 = \min (L/10 ; l/2 ; 8h_0) = (300/10 ; \frac{65-12}{2} ; 8 \times 4) = (30 ; 26.5 ; 32)$$

$b_1 = 26.5 \text{ cm}$

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

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

L : distance entre axe des poutrelles (50 cm < L < 80 cm).

Soit : $A_{\perp} = 6\phi 4 = 0.75 \text{ cm}^2$; espacement=20 cm

4- Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.75}{2} = 0.38 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 6\phi 4 = 0.75 \text{ cm}^2/\text{ml}$; e = 20 cm

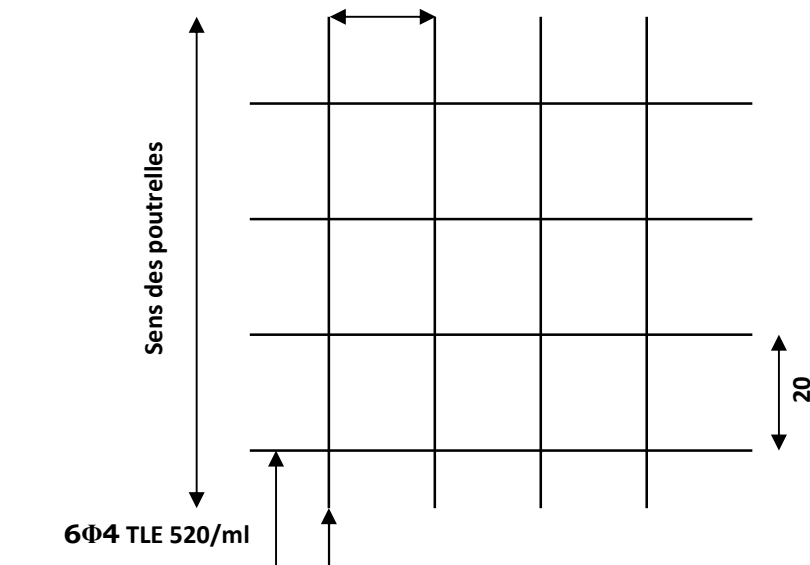


Fig. –III-9- Ferrailage de la dalle de compression avec un treillis soudé

5- Étude des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par des charges uniformément réparties dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives. Comme la montre la figure ci-dessous.

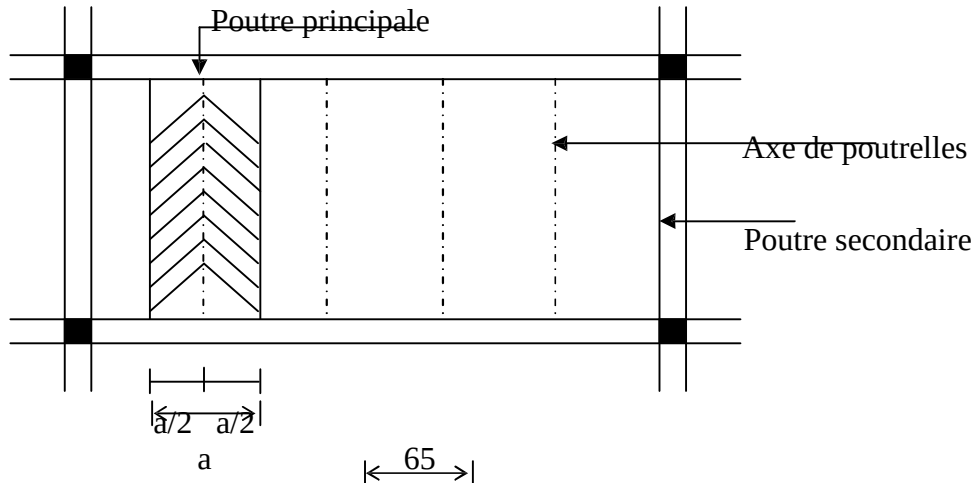


Fig. III-4-2- surface revenant aux poutrelles

a- Calcul de la poutrelle à l'ELU:

• **Avant le coulage :**

Avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées comme étant simplement appuyées à ces deux extrémités, et soumises aux charges suivantes :

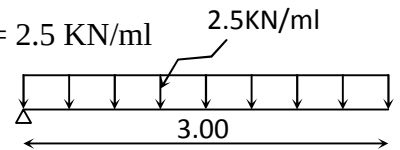
- poids propre de la poutrelle : $25 \times 0.12 \times 0.04 = 0.12 \text{ KN/ml}$
- poids propre du corps creux : $0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$
- surcharge Q due au poids propre de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Combinaison d'actions :

À l'ELU : $Q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (0.12 + 0.62) + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$

Calcul du moment isostatique :

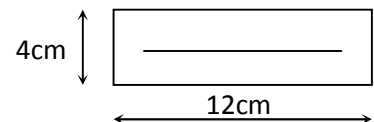
$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2.5 \times 3.00^2}{8} = 2.81 \text{ KN.m}$$



Ferraillage de la poutrelle :

$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{b_u}} = \frac{2.81 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 4.12 > 0.392$$



$\mu_b > \mu_i = 0.392 \Rightarrow$ Section **doublement** armée.

Donc les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section de la poutrelle est très réduite il est impossible de les placer, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

• **Après coulage de la dalle de compression :**

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre continue en T qui repose sur plusieurs appuis, partiellement encastrée à ces deux extrémités, elle est soumise aux charges suivantes :

- poids du plancher : $G = 5.40 \times 0.65 = 3.51 \text{ KN/ml}$
- surcharge d'exploitation : $Q = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ KN/ml}$

1- Combinaison d'actions :

À l'ELU : $Q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 7.18 \text{ KN/ml}$

À l'ELS : $Q_s = G + Q = 5.135 \text{ KN/ml}$

2- Choix de la méthode :

La détermination des moments se fera à l'aide de l'une des trois méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode des trois moments.
- Méthode de Caquot.

3- Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

$$a. \quad \begin{cases} Q=1.625\text{KN/ml} < 2G=7.02\text{KN/ml} \\ Q \leq 5 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

1. Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité $\Rightarrow$ condition vérifiée
2. les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

$$(0.80 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1.25) \text{ on a : } \frac{275}{275} = 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

3. la fissuration est considérée comme non préjudiciable. $\Rightarrow$ Condition vérifiée

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

4- Principe de la méthode:

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

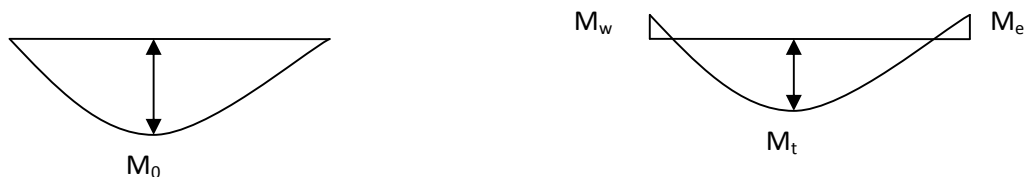


Fig.III.4-3-Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire)

5- Exposé de la méthode :

- le rapport ($\sim$) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$, varie de 0 à 2/3 pour un plancher à surcharge d'exploitation modérée.

En effet pour $Q=0 \rightarrow \sim =0$ et pour $Q=2G \rightarrow \sim =2/3$

- M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$$

Avec L : longueur de la travée entre nus d'appuis

q : charge uniformément répartie

- M_w et M_e sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement
- M_t : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée

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

$$M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max(1.05M_0; (1 + 0.3\sim) M_0)$$

$$\text{Ou : } M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

dans le cas d'une travée intermédiaire

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée de rive}$$

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

- **$0.6M_0$** dans le cas d'une poutre à deux travées
- **$0.5M_0$** pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées
- **$0.4M_0$** pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées
- **$0.3M_0$** pour les appuis de rive semi encastrés

Dans notre cas nous avons une poutre sur 05 appuis, comme présentée dans le diagramme suivant :

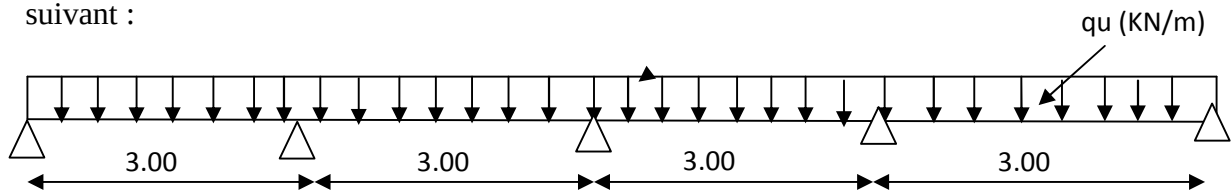


Fig. III-4-5- Schéma statique

6-Calcul des coefficients

α : Rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q).

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{3.25}{3.25 + 3.34} = 0.316 \quad \left(0 < \alpha < \frac{2}{3} \right)$$

$$1 + 0.3 \alpha = 1.095 \quad ; \quad \frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.547 \quad ; \quad \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.647$$

6- calcul des moments en travée :

• Travée de rive :

$$M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.647M_0$$

$$M_t + \frac{0.3M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.095M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.695M_0$$

On prend **$M_t = 0.70 M_0$**

• Travée intermédiaire :

$$M_t + \frac{0.5M_0 + 0.4M_0}{2} \geq 1.095M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.645M_0$$

$$M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.547M_0$$

On prend **$M_t = 0.65 M_0$**

7- Calcul des Moments isostatiques:

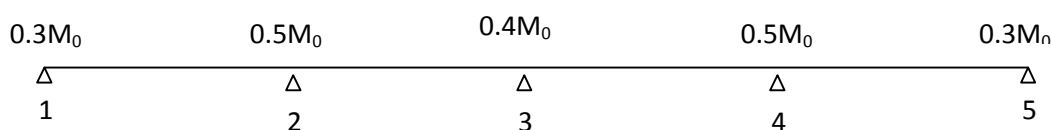


Fig. III-4-6- Moments sur appuis

• **Moment en travées :**

$$M_{012} = M_{023} = M_{034} = M_{045} = q_u \cdot L^2 / 8 = 7.18 \times (3.00)^2 / 8 = \mathbf{8.078 \text{ KN.m}}$$

• **Moment sur appuis :**

$$M_1 = 0.3 M_{012} = 2.423 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0.5 \max (M_{012}, M_{023}) = 4.039 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0.4 \max (M_{023}, M_{034}) = 3.231 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0.5 \max (M_{034}, M_{045}) = 4.039 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0.3 M_{045} = 2.423 \text{ KN.m}$$

8- calcul des efforts tranchants :

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

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

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
M_w(KN.m)	2.423	4.039	3.231	4.039
M_e(KN.m)	4.039	3.231	4.039	2.423
T_w(KN)	10.231	11.039	10.50	11.039
T_e(KN)	-11.309	-10.50	-11.039	-10.231
M_t(KN.m)	8.078	8.078	8.078	8.078

9- Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

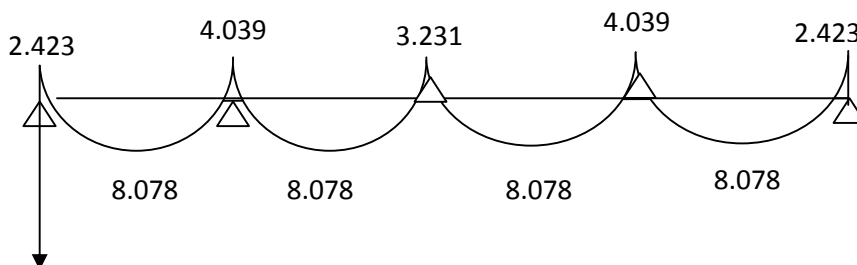


Fig. III-4-7- diagramme des moments

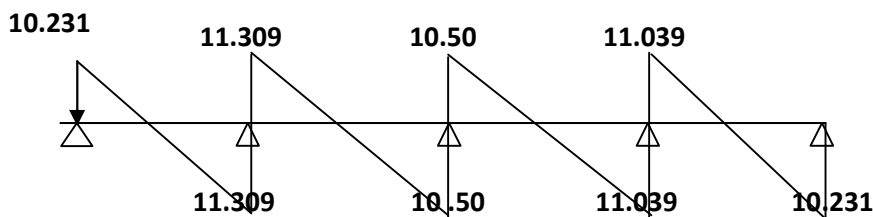


Fig. III-4-8- diagramme des efforts tranchants

10- Ferrailage à l'ELU

Les moments maximaux aux appuis et en travées sont :

$$M_t^{\max} = 8.078 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 4.039 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 11.039 \text{ KN}$$

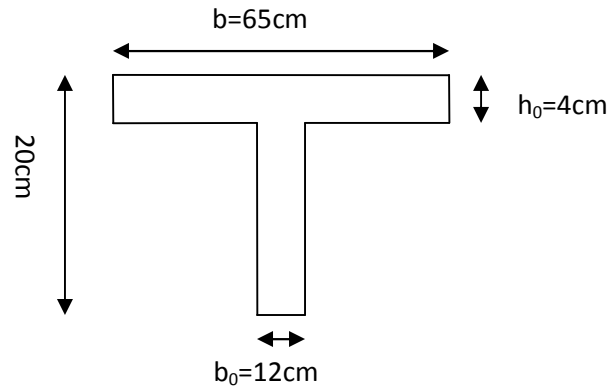


Fig.III-4-9- Section de la poutre en T

a- Armature en travée :

Le moment équilibré par la table de compression

$$M_t = b h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0.040 \times 0.65 \times 14.2 \times \left(0.17 - \frac{0.04}{2} \right) \cdot 10^3 = 55.38 \text{ KN.m}$$

$M_t = 59.38 \text{ KN.m} > M_{t \max} = 8.078 \text{ KN.m} \rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcule comme une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{8.078 \times 10^3}{65 \times 17^2 \times 14.2} = 0.0302 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.0302 \rightarrow \beta = 0.786$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{8.078 \times 10^3}{0.786 \times 17 \times 348} = 1.737 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 1.737 \text{ cm}^2$ on adopte: 3HA10 = 2.34 cm²

b- Armatures aux appuis :

Puisque le béton tendu est négligé donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

$$M_a^{\max} = 4.039 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{4.039 \times 10^3}{12 \times 17^2 \times 14.2} = 0.08 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.08 \rightarrow \beta = 0.732$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{4.039 \times 10^3}{0.732 \times 17 \times 348} = 0.933 \text{ cm}^2$$

$A_a = 0.933 \text{ cm}^2$ on adopte : 1HA8 + 1HA10 = 1.28 cm²

c- Calcul des armatures transversales :(Art 7.2.21/BAEL91)

$$\min \left(\frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 10 \right) = 5.71 \text{ mm} = 0.571 \text{ cm}$$

$$\alpha \leq 0.571 \text{ cm} \text{ On prend } \phi = 6 \text{ mm}$$

On adopte: **2Ø6** → **$A_t = 0.56\text{cm}^2$**

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de **Ø6**

• **Espacement des armatures transversales :**

$$St \leq \min(0.9d ; 40\text{cm}) = \min(15.3 ; 40) = 15.3\text{cm}$$

On prend **$St = 15\text{ cm}$** .

11- Vérification à l'ELU :

a. Vérification au cisaillement:

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28} ; 5\text{MPa}) \quad \text{«Fissuration peu nuisible»}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.25\text{MPa} ; 5\text{MPa}) = 3.25\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{11.039 \times 10^3}{120 \times 170} = 0.541\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.541\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25\text{MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 17 \frac{2.1}{400} = 0.25\text{cm}^2$$

En travées :

$$A_t = 2.34\text{cm}^2 > A_{\min} = 0.25\text{cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$A_a = 1.28\text{cm}^2 > A_{\min} = 0.25\text{cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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

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

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{11.039 \times 10^3}{0.9 \times 170 \times 3 \times 3.14 \times 10} = 0.766\text{MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 0.766\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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

$$V_u^{\max} \leq 0.4 \times b_0 \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

On doit vérifier que : avec $a = 0.9d$

$$V_u^{\max} \leq 0.267 \times 0.12 \times 0.9 \times 0.17 \times 10^3 \times 25 = 122.55\text{KN.}$$

$$V_{u\max} = 11.039\text{ KN} < 122.55\text{KN} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

e. Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d} \right)$$

On doit vérifier que :

• **Appuis de rive :**

$$A_a = 1.28 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times (11.309 - \frac{4.039}{0.9 \times 0.17}) = \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times (11.309 - 26.40)$$

$$A_a = 2.26 \geq -0.04 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$\sigma_{su} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{400}{4 \times 2.835} \phi = 35.27 "$$

D'où

Soit un crochet de **40φ**

12- Calcul de la poutrelle à l'ELS:

a- calcul des moments isostatiques :

$$q_s = 5.135 \text{ KN/ml}$$

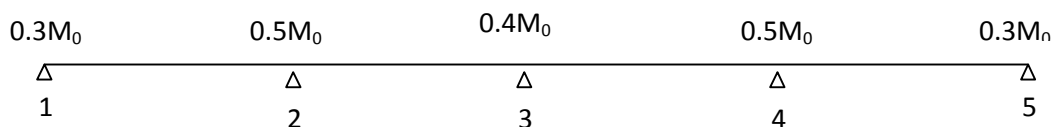


Fig. III-4-10- Moments sur appuis

• **Moment en travées :**

$$M_{012} = M_{023} = M_{034} = M_{045} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 5.135 \times (3.00)^2 / 8 = 5.780 \text{ KN.m}$$

• **Moment sur appuis :**

$$M_1 = 0.3 M_{012} = 1.734 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0.5 \max (M_{012}, M_{023}) = 2.89 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0.4 \max (M_{023}, M_{034}) = 2.312 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0.5 \max (M_{034}, M_{045}) = 2.89 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0.3 M_{045} = 1.734 \text{ KN.m}$$

1- calcul des efforts tranchants :

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

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

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
Mw(KN.m)	1.734	2.89	2.312	2.89
Me(KN.m)	2.89	2.312	2.89	1.734
Tw(KN)	7.317	7.895	7.51	8.087
Te(KN)	-8.088	-7.51	-7.895	-7.318
Mt(KN.m)	5.78	5.78	5.78	5.78

2- Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchant :

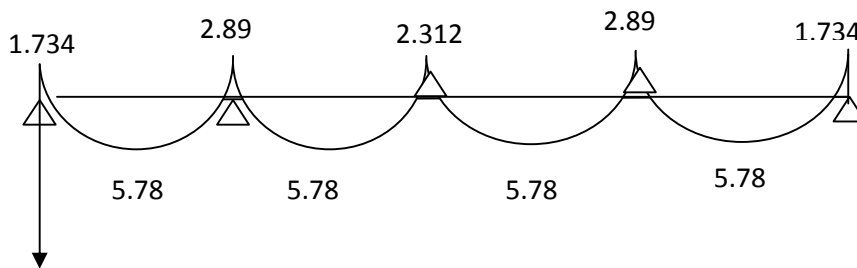


Fig. III-4-11- diagramme des moments

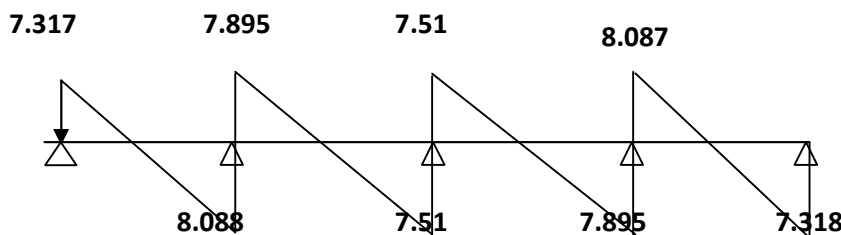


Fig. III-4-12- diagramme des efforts tranchants

13- Vérifications à L'ELS :

a. Etat limite de la compression du béton :

En travée :

$$M_t^{\max} = 5.78 \text{ KN.m}$$

• Contrainte dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0d} = \frac{100 \times 2.34}{17 \times 12} = 1.147$$

$$\rho_1 = 1.14 \rightarrow \beta_1 = 0.854 \rightarrow K = 0.052$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_s} = \frac{5.78 \times 10^3}{0.854 \times 17 \times 2.34} = 172.97 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 348 \text{ MPa}$$

• Contrainte de compression dans le béton :

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante :

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

$$\sigma_b = k\sigma_s = 0.052 \times 172.97 = 8.99 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Alors la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

Aux appuis :

$$M_a^{\max} = 2.89 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0d} = \frac{100 \times 1.28}{17 \times 12} = 0.627$$

$$\rho_1 = 0.627 \rightarrow \beta_1 = 0.884 \rightarrow K = 0.036$$

• **Contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{2.89 \times 10^3}{0.884 \times 17 \times 1.28} = 150.24 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

• **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.036 \times 150.24 = 5.408 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

Donc la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

Conclusion : La vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

b. Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

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

c. Etat limite de déformation :

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.

$$1- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$2- \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 M_0}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{F_e}$$

avec :

h : hauteur totale de la section.

L : portée libre maximale.

Mt : moment maximum de flexion.

b₀ : largeur de nervure

$$1- \frac{h}{L} = \frac{20}{300} = 0.066 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

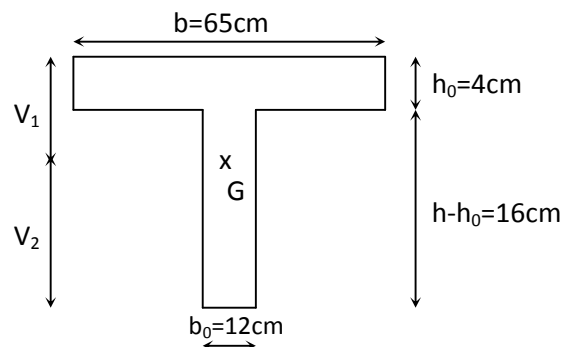
$$2- \frac{h}{L} = 0.066 > \frac{4.34}{15 \times 5.78} = 0.05 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{2.34}{17 \times 12} = 0.0114 > \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

La troisième condition n'est pas vérifiée donc il faut procéder au calcul de la flèche.

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

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



Aire de la section homogénéisée :

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

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2.34 = 487.10 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S/_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.34 \times 17 = 3208.70 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{3208.70}{487.10} = 6.58 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 6.58 = 13.42 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (6.58^3 + 13.42^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (6.58 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2.34 (13.42 - 3)^2$$

$$I_0 = 19347.83 \text{ m}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 d} = \frac{2.34}{12 \times 17} = 0.011$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho (2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.011 \times (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 1.495$$

$$\mu = \max(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}; 0) = \max(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 150.24 + 2.1}; 0) = 0.422$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 19347.83}{1 + 1.495 \times 0.422} = 13049.69 \text{ cm}^4$$

$$F_v = \frac{M_{ts} \times L^2}{10 E_v \times I_{fv}}$$

$$f_v = \frac{5.78 \times (3.00)^2 \times 10^7}{10 \times 10818.88 \times 13049.69} = 0.37 < \frac{L}{500} = 0.6 \text{ cm} \dots\dots \text{La flèche est vérifiée.}$$

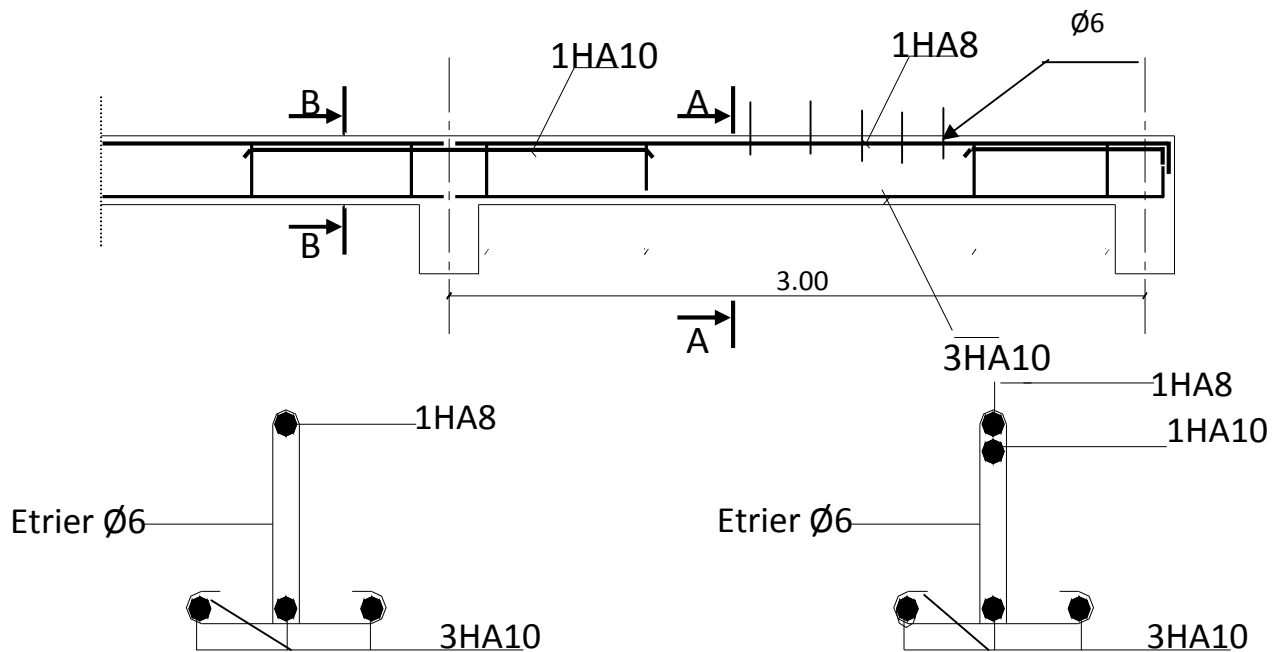


Fig.III-4-13- Ferrailage de la poutrelle

Coupe A-A

Coupe B-B

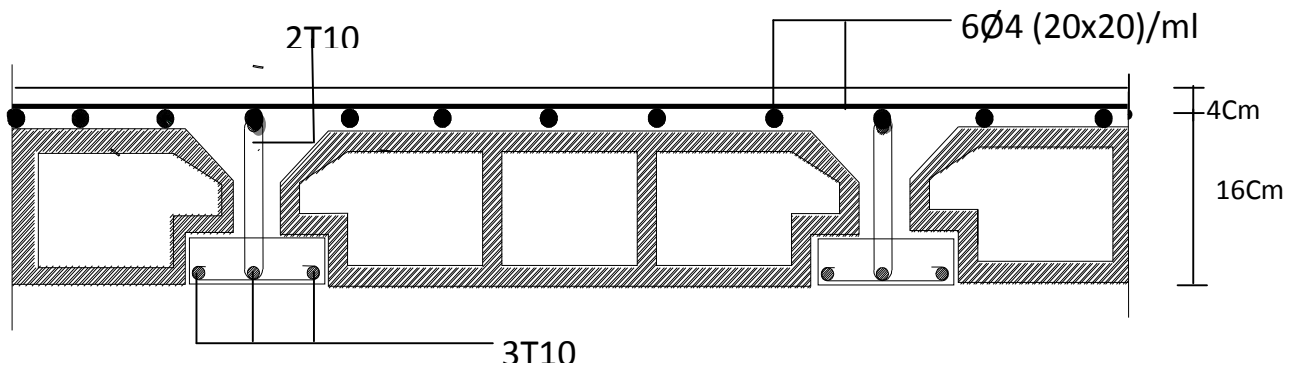


Fig.III4-14- Plan de ferrailage du plancher

III-5- Etude de la salle machine :

1- Introduction:

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé de dimensions $(2.00 \times 1.40 = 2.80 \text{ m}^2)$ appuyée sur un coté; avec une vitesse d'entraînement ($V=1\text{m/s}$).

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 8 tonnes, répartie sur une surface de $(0,8 \times 0,8) \text{ m}^2$ transmise par le système de levage de l'ascenseur.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

2- Calcul de la dalle pleine :

a- Epaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_t = \frac{L_x}{30} = \frac{140}{30} = 4.66\text{cm}$.

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12\text{cm}$; on adopte une hauteur $h_t = 15\text{cm}$.

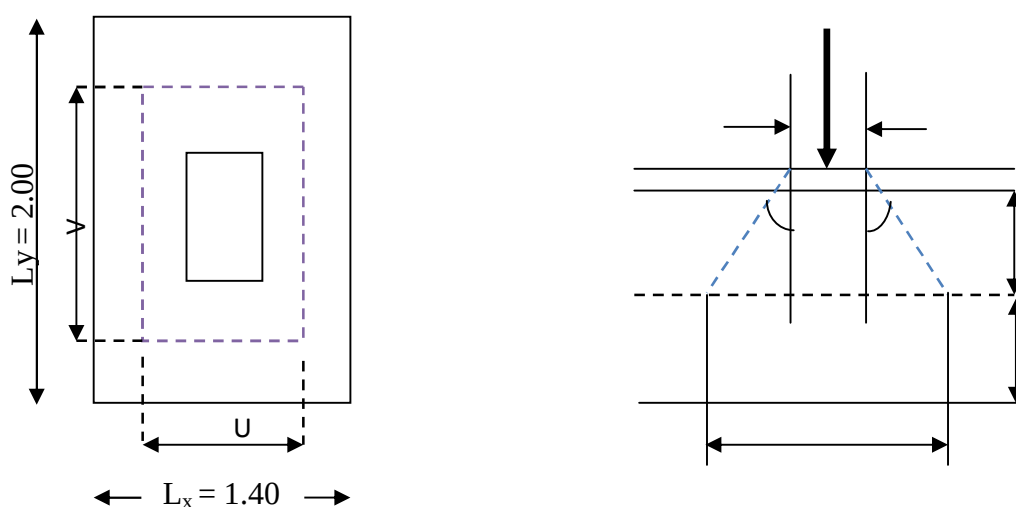


Fig. III-5-1- Schéma statique de la salle machine.

La dalle 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.

On a :
$$\begin{cases} U = U_0 + 2 \xi e + ht \\ V = V_0 + 2 \xi e + ht \end{cases} \quad \text{avec : } ht = 15\text{cm} ;$$

e : épaisseur de revêtement ($e = 5\text{cm}$)
 ξ : Revêtement en béton ($\xi = 1$).
 $U_0 = 80\text{cm} ; V_0 = 80\text{cm}$

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

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.40}{2.00} = 0.70 ; 0.4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

b- Calcul des moments au centre du panneau (à l'ELU) :

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, $\nu = 0$

$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{140} = 0.75 ; \quad \frac{V}{L_y} = \frac{105}{200} = 0.52$

Pour déterminer M_1 et M_2 on doit faire une interpolation entre deux valeurs.

$\rho = 0.70$:

$\frac{U}{L_x} = 0.70 ; \frac{V}{L_y} = 0.50$

$M_1 = 0.093 ; M_2 = 0.054$

$\frac{U}{L_x} = 0.80 ; \frac{V}{L_y} = 0.50$

$M_1 = 0.085 ; M_2 = 0.050$

$\frac{U}{L_x} = 0.70 ; \frac{V}{L_y} = 0.60$

$M_1 = 0.088 ; M_2 = 0.047$

$\frac{U}{L_x} = 0.80 ; \frac{V}{L_y} = 0.60$

$M_1 = 0.080 ; M_2 = 0.043$

Finalement :

$\frac{U}{L_x} = 0.75 ; \frac{V}{L_y} = 0.50$

$M_1 = 0.089 ; M_2 = 0.052$

$\frac{U}{L_x} = 0.75 ; \frac{V}{L_y} = 0.60$

$M_1 = 0.084 ; M_2 = 0.045$

$\frac{U}{L_x} = 0.75 ; \frac{V}{L_y} = 0.50$

$M_1 = 0.089 ; M_2 = 0.052$

$\frac{U}{L_x} = 0.75 ; \frac{V}{L_y} = 0.60$

$M_1 = 0.084 ; M_2 = 0.045$

$\frac{U}{L_x} = 0.75 ; \frac{V}{L_y} = 0.52$

$M_1 = 0.088 ; M_2 = 0.0506$

• Combinaisons de charges :

ELU : $\nu = 0$

$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 80 + 1.5 \times 0 = 108\text{KN/ml}$

$M_{x1} = (M_1 + \nu M_2) q_u = (0.088 + 0) \times 108 = 9.504\text{KN.m}$

$M_{y1} = (M_2 + \nu M_1) q_u = (0.0506 + 0) \times 108 = 5.465\text{KN.m}$

c- Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

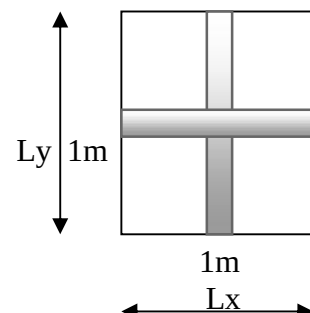
Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

$\rho = 0.7 ; 0.4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Après interpolation : $\mu_x = 0.0683 ; \mu_y = 0.436$

Poids propre de la dalle $G = 0.15 \times 25 \times 1 + 22 \times 0.05 \times 1 = 4.85\text{KN/ml}$



La surcharge d'exploitation Q est prise égale à $1\text{KN/m}\ell$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.048\text{KN/m}\ell$$

$$M_{x2} = 0.0683 \times 8.048 \times 1.40^2 = 1.077\text{KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.436 \times 1.077 = 0.469\text{KN.m}$$

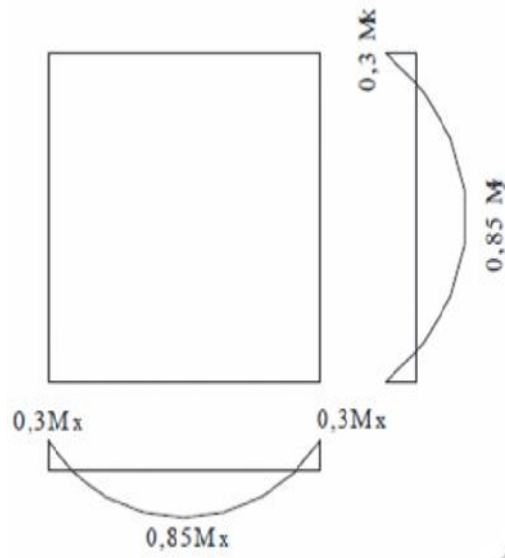
d- Superposition des moments:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.504 + 1.077 = 10.581\text{KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.465 + 0.469 = 5.934\text{KN.m}$$

e- Corrections des moments:

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en leur effectuant le coefficient 0.85 en travée et 0.3 aux appuis.



- **Dans le sens de la petite portée : x-x**
 - Aux appuis : $M_{a,x} = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 10.581 = -3.1741\text{KN.m}$
 - En travée : $M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 10.581 = 8.994\text{KN.m}$
- **Dans le sens de la grande portée : y-y**
 - Aux appuis : $M_{a,y} = -0.3 \times M_y = -0.3 \times 5.934 = -1.780\text{KN.m}$
 - En travée : $M_{ty} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 5.934 = 5.044\text{KN.m}$

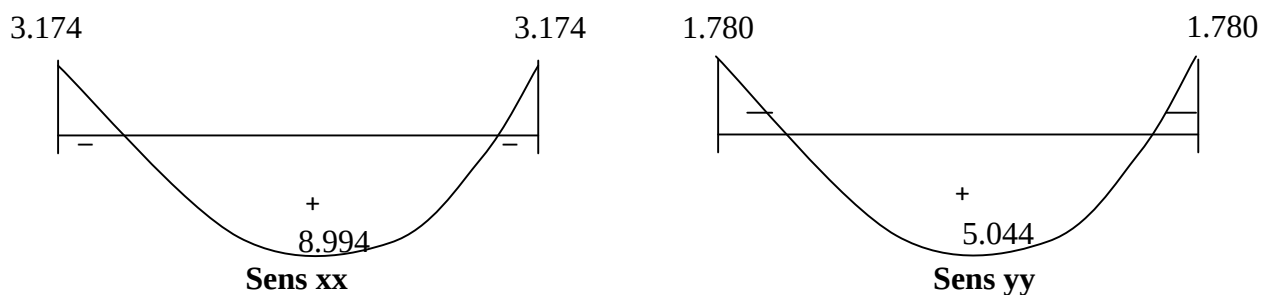


Fig.III-5-2- Les moments dans les 02sens

3- Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur, avec:

$$B=100\text{cm}; h=15\text{cm}; c=3\text{cm}; d=15-3=12\text{cm}$$

Sens x-x :

• **Aux appuis :**

Calcul du moment réduit

$$\llcorner_b = \frac{M_{ax}}{b.d.f_{bc}} = \frac{3.174 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.0155$$

$$\mu_b = 0.0155 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow SSA \longrightarrow \beta = 0.827$$

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta.d.\sigma_{St}} = \frac{3.174 \times 10^3}{0.827 \times 12 \times 348} = 0.92 \text{ cm}^2$$

On adopte **5HA10=3.90cm²** avec **St=25cm**

• **En travée :**

Calcul du moment réduit :

$$\llcorner_b = \frac{M_{tx}}{b.d.f_{bc}} = \frac{8.994 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.0439$$

$$\mu_b = 0.0439 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow SSA \longrightarrow \beta = 0.764$$

$$A_t = \frac{M_{tx}}{\beta.d.\sigma_{St}} = \frac{8.994 \times 10^3}{0.764 \times 12 \times 348} = 2.82 \text{ cm}^2$$

On adopte **5HA10= 3.90cm²** avec **St=25cm**

Sens y-y :

• **Aux appuis :**

$$\llcorner_b = \frac{M_{ay}}{b.d.f_{bc}} = \frac{1.78 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.0087$$

$$\mu_b = 0.0087 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow SSA \longrightarrow \beta = 0.860$$

$$A_a = \frac{M_{ay}}{\beta.d.\sigma_{St}} = \frac{1.78 \times 10^3}{0.860 \times 12 \times 348} = 0.495 \text{ cm}^2$$

On adopte **4HA8=2.00cm²** avec **S_t=30cm**

A

• **En travée :**

Calcul du moment réduit

$$\llcorner_b = \frac{M_{yt}}{b.d.f_{bc}} = \frac{5.044 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.0246$$

$$\mu_b = 0.0246 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow SSA \longrightarrow \beta = 0.917$$

On adopte **4HA8=2.00cm²** avec **St= 30cm**

$$A_t = \frac{M_t}{\beta.d.$$

4- Vérification à L'ELU :

a- Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91) :

• Direction principale :

$$A \geq A_{\min} = W \times S \quad \text{avec : } W = W_0 \times b \times h \times \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right) / 2$$

W_0 : taux d'armatures dans chaque direction (acier HA Fe 400) ;

$$W_0 = 0.8\%$$

$A_{\min}$: section minimale d'armature

S : section totale du béton

$$A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times \frac{15}{2} (3 - 0.7) = 1.38 \text{ cm}^2.$$

En travée : $A = 3.90 \text{ cm}^2 > 1.38 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée)

Aux appuis : $A = 3.90 \text{ cm}^2 > 1.38 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée)

• Direction secondaire:

$$W_y = \frac{A_y}{b \times h} \geq W_0 = 0.0008 \rightarrow A_y \geq 0.0008 \times b \times h$$

En travée : $A_y \geq 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.20 \text{ cm}^2$

$$2.00 \text{ cm}^2 > 1.20 \text{ cm}^2 \quad (\text{condition vérifiée})$$

Aux appuis : $A_y \geq 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.20 \text{ cm}^2$

$$2.00 \text{ cm}^2 > 1.20 \text{ cm}^2 \quad (\text{condition vérifiée})$$

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 25 cm ($A_x // L_x$) ;

$S_t = 25 \text{ cm} \leq (2h = 30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm})$ ----- condition vérifiée.

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser $3h$ et 33 cm ($A_y // L_y$) ;

$S_t = 30 \text{ cm} \leq (3h = 45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm})$ -----condition vérifiée.

c- Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42/BAEL) :

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec:}$$

N_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

$$U_c = 2(U + V) = 2(105 + 105) = 420 \text{ cm}$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$N_u = 1.35 \times 80 = 108 \text{ kN/ml} \leq 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 472.5 \text{ kN/ml} \quad \text{----- condition vérifiée.}$$

Donc aucune armature transversale n'est nécessaire.

d- Diamètre maximal des barres :

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{\max} \leq \frac{h_t}{10}$$

$$\sigma_{\max} = 10 \text{ mm} \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

e- Contrainte tangentielle :

Les efforts tranchant sont max au voisinage de la charge.

Au milieu de U

$$\Rightarrow T_{\max} = \frac{N_u}{2U + V} = \frac{108}{3 \times 1.05} = 34.28 \text{ kN.}$$

Au milieu de V

$$\Rightarrow T_{\max} = \frac{N_u}{3U} = \frac{108}{3 \times 1.05} = 34.28 \text{ kN.}$$

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} \leq \overline{\sigma}_u = \min(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5) \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = \frac{34.28 \times 1000}{1000 \times 120} = 0.28 \text{ MPa} \quad \overline{\sigma}_u = \min(3.33; 5) = 3.33 \text{ MPa.}$$

Alors aucune armature de l'effort tranchant n'est récusée.

5- Vérification à L'ELS : (v = 0.2)

a- Evaluation des moments (Mx₁, My₁) engendrés par le système de levage :

$$M_1 = 0.088 \quad ; \quad M_2 = 0.0506$$

$$M_{x1} = (M_1 + v M_2) \text{ qs}$$

$$M_{y1} = (M_2 + v M_1) \text{ qs}$$

$$\text{qs} = G + Q = 80 + 0 = 80 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x1} = (0.088 + 0.2 \times 0.0506) 80 = 7.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = (0.0506 + 0.2 \times 0.088) 80 = 5.46 \text{ KN.m}$$

b- Evaluation des moments (Mx₂, My₂) engendrés par le poids propre de la dalle et la surcharge Q :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \text{ qsl}_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

$$G = \gamma_b \times h_t$$

$$G = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.70 \rightarrow \mu_x = 0.0683; \quad \mu_y = 0.436$$

$$M_{x2} = 0.0683 \times 4.75 \times 1.4^2 = 0.636 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.436 \times 0.636 = 0.277 \text{ KN.m}$$

c- Superposition des moments:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = \underline{\underline{8.486 \text{ KN.m}}}$$

$$M_y = 7.56 + 0.675 = \underline{\underline{5.737 \text{ KN.m}}}$$

Remarque:

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0.85) et aux appuis par (0.3) pour tenir compte de la continuité des voiles.

• Dans le sens de la petite portée : x-x

- Aux appuis : $M_{a,x} = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 8.486 = -2.546 \text{ KN.m}$

- En travée : $M_{t,x} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 8.486 = 7.213 \text{ KN.m}$

• Dans le sens de la grande portée : y-y

- Aux appuis : $M_{a,y} = -0.3 \times M_y = -0.3 \times 5.737 = -1.721 \text{ KN.m}$

- En travée : $M_{t,y} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 5.737 = 4.876 \text{ KN.m}$

d- Ferraillage de la dalle :

Le ferraillage se fera à l'ELS pour une bande de 1m de largeur, avec:

$$B = 100 \text{ cm}; \quad h = 15 \text{ cm}; \quad c = 3 \text{ cm}; \quad d = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$$

Zone	Sens	Ms (KN.m)	μ	β	A (cm ²)	A (cm ²)
Sur appuis	X-X	2.546	0.01245	0.840	0.73	< 3.90
En travée	X-X	7.213	0.03527	0.776	2.23	< 3.90
Sur appuis	Y-Y	1.721	0.00841	0.862	0.48	< 2.00
En travée	Y-Y	4.876	0.02384	0.8	1.46	< 2.00

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont justifiées à l'ELS.

e- Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est nécessaire.

f- Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

Sens x-x :

• Aux appuis :

$$M_{ax} = -2.546 \text{ KN.m}; A_s = 3.90 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} < \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.90}{100 \times 12} = 0.33 \rightarrow \beta_1 = 0.910 \quad ; k_1 = 0.025$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{2.546 \times 10^6}{0.910 \times 120 \times 3.90 \times 100} = 59.78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 59.78 \times 0.025 = 1.49 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \text{---- condition vérifiée.}$$

• En travée :

$$M_{tx} = 7.213 \text{ KN.m}; A_s = 3.90 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.90}{100 \times 12} = 0.33 \rightarrow \beta_1 = 0.910 \quad ; k_1 = 0.025$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{tx}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{7.213 \times 10^6}{0.910 \times 120 \times 3.90 \times 100} = 169.36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 169.36 \times 0.025 = 4.23 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \text{----- condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

• Aux appuis :

$$M_{ay} = -1.721 \text{ KN.m}; A_s = 2.00 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.00}{100 \times 12} = 0.16 \rightarrow \beta_1 = 0.935 \quad ; k_1 = 0.016$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ay}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{1.721 \times 10^6}{0.935 \times 120 \times 2.00 \times 100} = 76.70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0.016 \times 76.70 = 1.23 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \text{----- condition vérifiée}$$

• En travée :

$$M_{ty} = 4.876 \text{ KN.m}; A_s = 2.00 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.00}{100 \times 12} = 0.16 \rightarrow \beta_1 = 0.935 \quad ; k_1 = 0.016$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ty}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{4.876 \times 10^6}{0.935 \times 120 \times 2.00 \times 100} = 217.29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0.016 \times 217.29 = 3.47 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \text{----- condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Le ferrailage de la dalle de la salle machine est comme suit :

Sens x-x:

Aux appuis: 5HA10/ml ; St=25cm

En travée : 5HA10/ml ; St=25cm

Sens y-y:

Aux appuis: 4HA8/ml ; St=30cm

En travée : 4HA8/ml ; St=30cm

6- Plan de ferrailage de la dalle pleine de la salle machine :

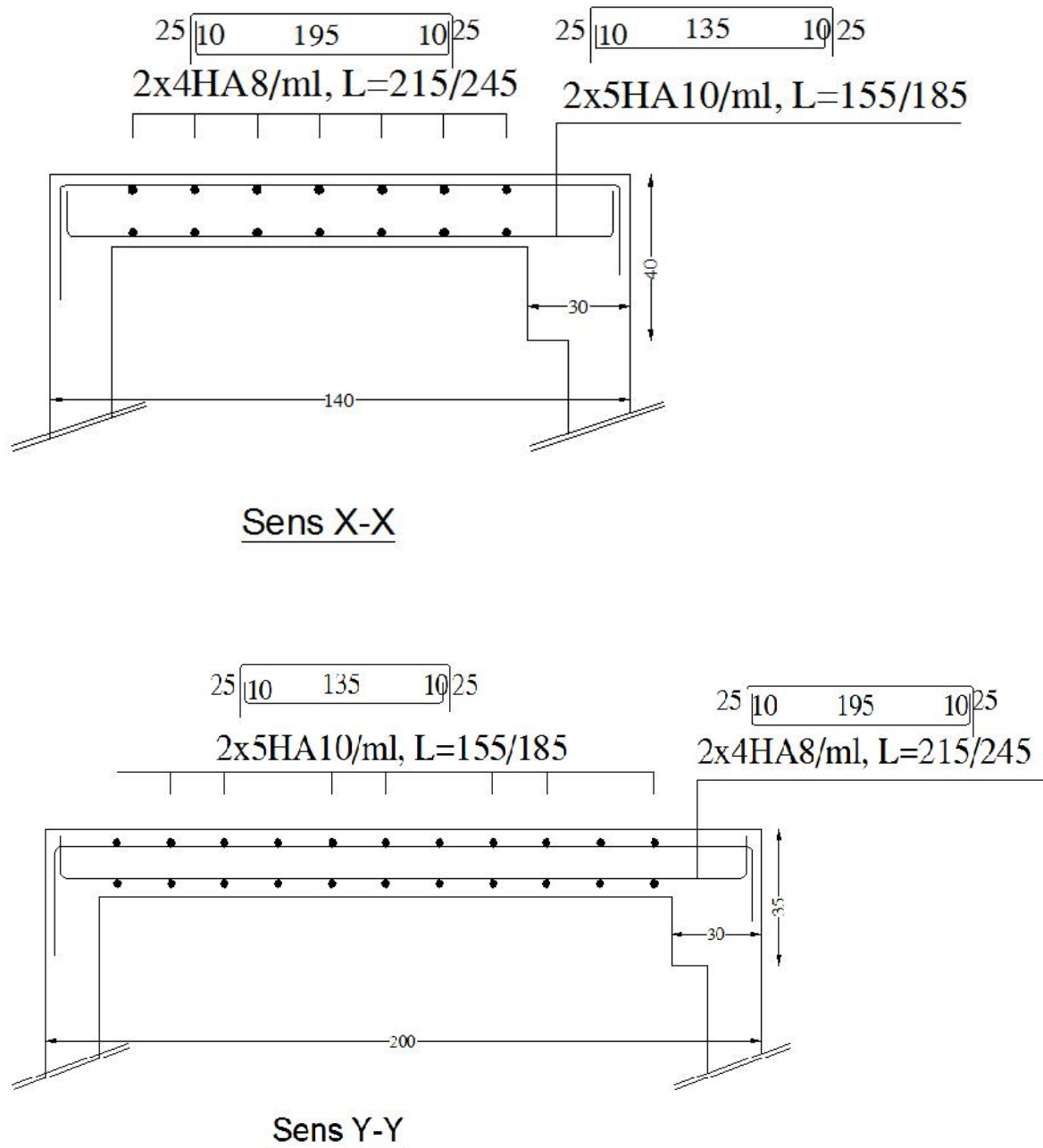


Fig.III-5-3- Ferrailage de la salle machine dans les deux sens

III-6- Calcul de l'escalier :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à l'autre d'une construction. Notre structure est munie d'une cage d'escaliers desservant la totalité des niveaux.

Ceux-ci seront réalisés en béton armé et coulés sur place

2) Terminologie :

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la figure suivante :

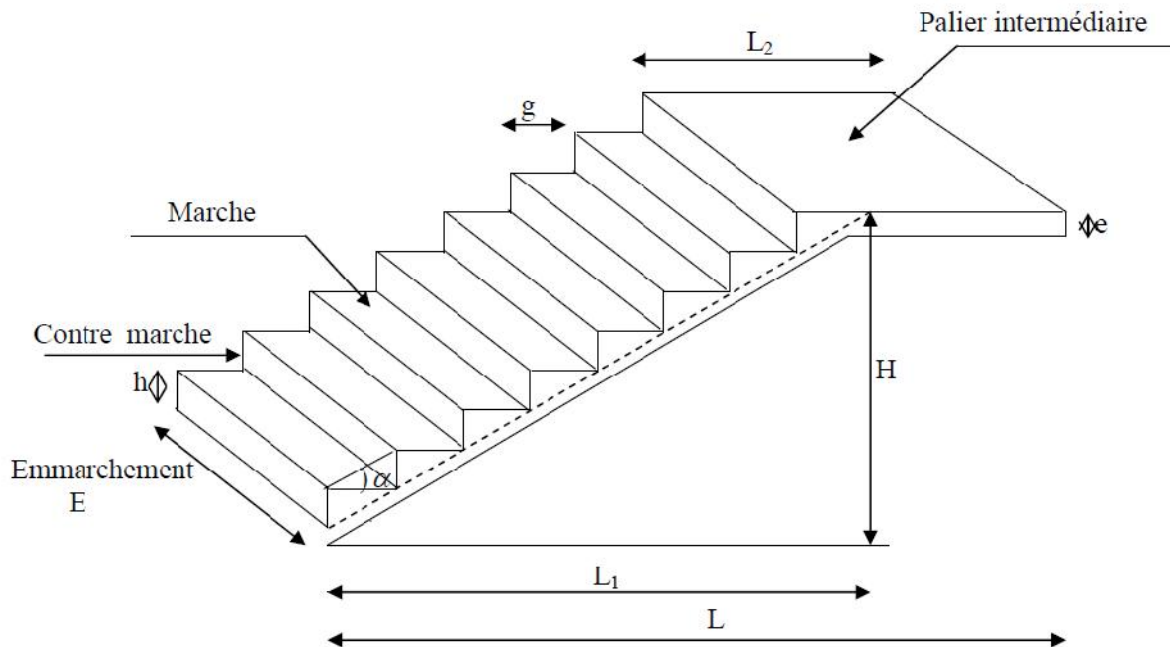


Figure III-6-1- Coupe verticale de l'escalier

Notation utilisées :

g : Giron (largeur des marches) ;

E : Emmarchement ;

L₀ : Longueur du palier et de la paillasse ;

L₁ : Longueur projeté de la volée ;

L₂ : Longueur du palier intermédiaire ;

L₃ : Longueur de la paillasse ;

L : Longueur projetée du palier et de la paillasse $L=L_1+L_2$;

ep : Épaisseur de la paillasse ;

H : Hauteur de la volée.

3) Calcul de l'escalier d'étage courant :

1) Pré dimensionnement de l'escalier :

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

- marches et contre marches :

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

Où : h : la hauteur de la contre marche $14 \leq h \leq 18 \text{ [cm]}$.

g : le giron $28 \leq g \leq 32 \text{ [cm]}$.

On adopte : $h=17\text{cm}$.

- Le nombre de contre marches (n) :

$$n = \frac{H}{h}$$

Pour l'étage courant $H = 3,06\text{m}$.

$$n = \frac{306}{17} = 18$$

Comme l'étage courant comporte deux paillasses identiques, on aura alors 9 contre marches et

8 marches par volée. (n=9 ; m=8)

- Calcul du giron :

Le giron « g » est donné par la formule suivante :

$$g = \frac{L_1}{n-1} \quad \text{on a : } \begin{matrix} L_1 = 2.24m \\ L_2 = 1.26m \end{matrix}$$

La profondeur du palier de repos : $L_2=1.26$ m

La longueur de la ligne de foulée : $L_1 = g(n-1) = 2.24$ m

$$g = \frac{224}{9-1} = 28 \Rightarrow g = 28 \text{ cm}$$

- Vérification de la relation de BLONDEL :

$$2h + g = (2 \times 17) + 28 = 62 \text{ cm}$$

On remarque bien que : $59 \leq 62 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

- Pré dimensionnement de la pailleasse et du palier :

Le palier et la pailleasse auront la même épaisseur, elle sera déterminée par la formule suivante:

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

L : longueur projetée du palier et de la pailleasse ; $L=L_1+L_2$

$$L = 224 + 126 \Rightarrow L = 350 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \frac{350}{30} \leq e_p \leq \frac{350}{20} \Rightarrow 11.66 \leq e_p \leq 17.50 \Rightarrow e_p = 15 \text{ cm}$$

➤ Calcul de α :

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{28} = 0.607 \Rightarrow \alpha = 31.25^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L_1}{L_3} = 0.85 \Rightarrow L_3 = 263.53$$

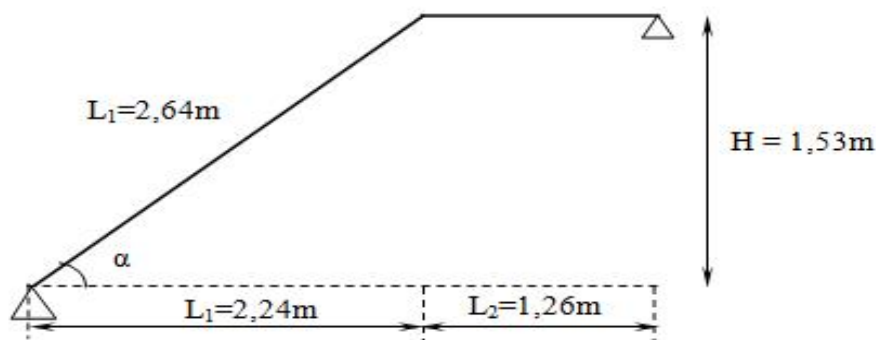


Figure III-6-2 : Représentation d'escalier de l'étage courant.

2) Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1m de projection horizontale, considérant une poutre simplement appuyée sur les deux paliers.

- Les charges permanentes :

a-La volée :

Eléments	Poids volumique [KN/m ³]	Surfaces pour 1ml [m ²]	Charges [KN/ml]
P .propre de la paillasse	25	$\frac{1 \times 0,15}{\cos 31,25}$	4,38
P .propre des marches	25	$\frac{1 \times 0,17}{2}$	2,12
Lit de sable	18	1x0,02	0,36
Carrelage vertical	20	1x0,01	0,20
Carrelage horizontal	20	1x0,01	0,20
Mortier vertical	22	1x0,01	0,22
Mortier horizontal	22	1x0,02	0,44
Enduit ciment	22	$\frac{1 \times 0,02}{\cos 31,25}$	0,51
Garde corps	/	/	0,30
G_{volée} =			8,73

Tableau III-6-1 : Charges revenant a la volée

b-Palier :

Eléments	Poids volumique [KN/m ³]	Surfaces pour 1ml [m ²]	Charges [KN/ml]
P .propre du palier	25	1x0,15	3,75
Lit de sable	18	1x0,02	0,36
Carrelage	20	1x0,01	0,20
Mortier de pose	22	1x0,02	0,44
Enduit ciment	22	1x0,02	0,44
G_{palier} =			4,75

Tableau III-6-2 : Charges revenant au palier.

- Les charges d'exploitation :

- Volée : **Q_{vol} = 2.50 KN/ml**

- Palier : **Q_{pl} = 2.50 KN/ml**

3)Combinaisons des charges :

A. ELU

- **Volée** : $q_{u1} = (1,35G_{pai} + 1,5Q).1m = [1,35. (8,73) + 1,5(2,50)] \times 1 = 15,54 \text{ kN/ml}$

- **Palier** : $q_{u2} = (1,35G_{pal} + 1,5Q).1m = [1,35. (4,75) + 1,5(2,50)] \times 1 = 10,16 \text{ kN/ml}$

B. ELS

Paillasse : $q_{s1} = (G_{pai} + Q).1m = [(8,73) + (2,5)] \times 1m = 11,23 \text{ kN/ml}$

Palier : $q_{s2} = (G_{pal} + Q).1m = [(4,75) + (2,5)] \times 1m = 7,25 \text{ kN/ml}$

4) Calcul des sollicitations à l'ELU :

Pour déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants on calcul d'abord les Réactions d'appuis avec les formules de la RDM.

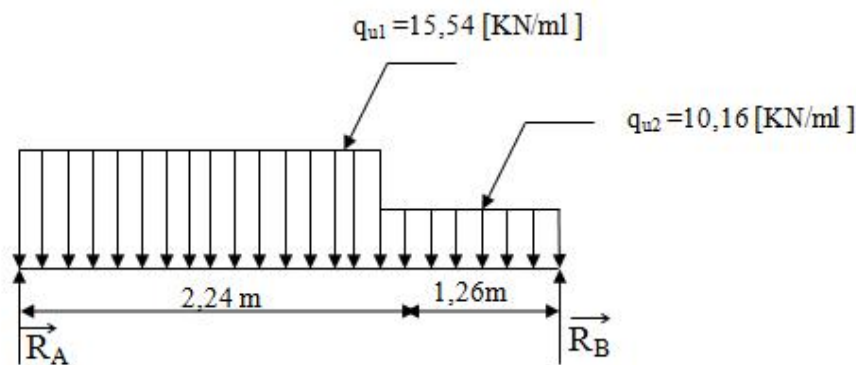


Figure III-3-3 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU.

- Les réactions d'appuis :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (15.54 \times 2.24) + (10.16 \times 1.26)$$

$$R_A + R_B = 47.61 \text{ kN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A \cdot 2.24 + 1.26 = 15.54 \times 2.24 \cdot \frac{2.24}{2} + 1.26 + 10.16 \times \frac{1.26^2}{2}$$

$$\Rightarrow R_A = 25.97 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_B = 21.64 \text{ KN}$$

- b) Calcul des efforts internes :

a. 1^{ère} tronçons : $0 \leq x \leq 2.24 \text{ m}$

$$T_y = 25.97 - 15.54x \quad \begin{matrix} x = 0 & T_y \ 0 = 25.97 \text{ KN} \\ x = 2.24 & T_y \ 2.24 = -8.84 \text{ KN} \end{matrix}$$

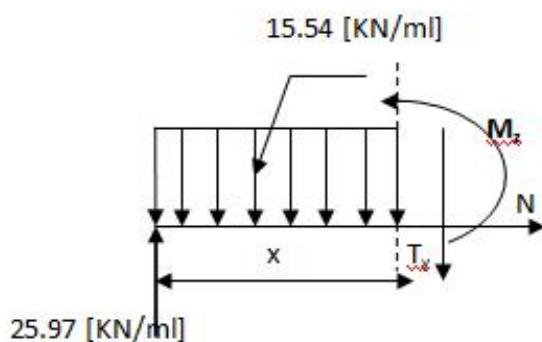
$$M_z = 25.97x - 15.54 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \quad M_z \ 0 = 0$$

$$x = 2.24 \quad M_z \ 2.24 = 19.19 \text{ KN.m}$$

$$T_y = 0 \Rightarrow x = 1.67 \text{ m} \in [0; 2.24]$$

$$\Rightarrow M_{\max} = M_z \ 1.67 = 21.70 \text{ KN.m}$$



b. 2^{ème} tronçons: $2.24 \text{ m} \leq x \leq 3.50 \text{ m}$

$$T_y = 25.97 - 15.54 \times 2.24 - 10.16(x - 2.24)$$

$$\Rightarrow T_y = -10.16x + 13.92$$

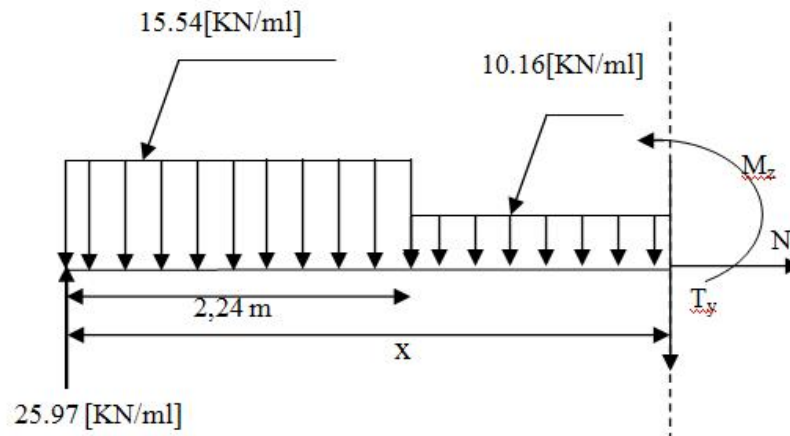
$$x = 2.24 \quad T_y = -8.84 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow x = 3.50 \quad T_y = -21.64 \text{ KN}$$

$$M_z = 25.97x - 15.54 \times 2.24 \cdot \frac{2.24}{2} + (x - 2.24) - 10.16 \times \frac{(x - 2.24)^2}{2}$$

$$M_z = -5.08x^2 + 13.93x + 13.49$$

$$\Rightarrow \begin{aligned} x = 2.24m \quad M_z &= 19.20 \text{ KN.m} \\ x = 3.50m \quad M_z &= 0 \text{ KN.m} \end{aligned}$$



Remarque :

Pour tenir compte du semi-encastrement, les valeurs des moments aux appuis et en travée sont prises comme suit :

Aux appuis : $M_u^a = -0.3M_{\max} = -0.3 \cdot 21.70 = -6.51 \text{ KN.m}$

En travée : $M_u^t = 0.85M_{\max} = 0.85 \cdot 21.70 = 18.45 \text{ KN.m}$

- Diagramme des efforts internes :

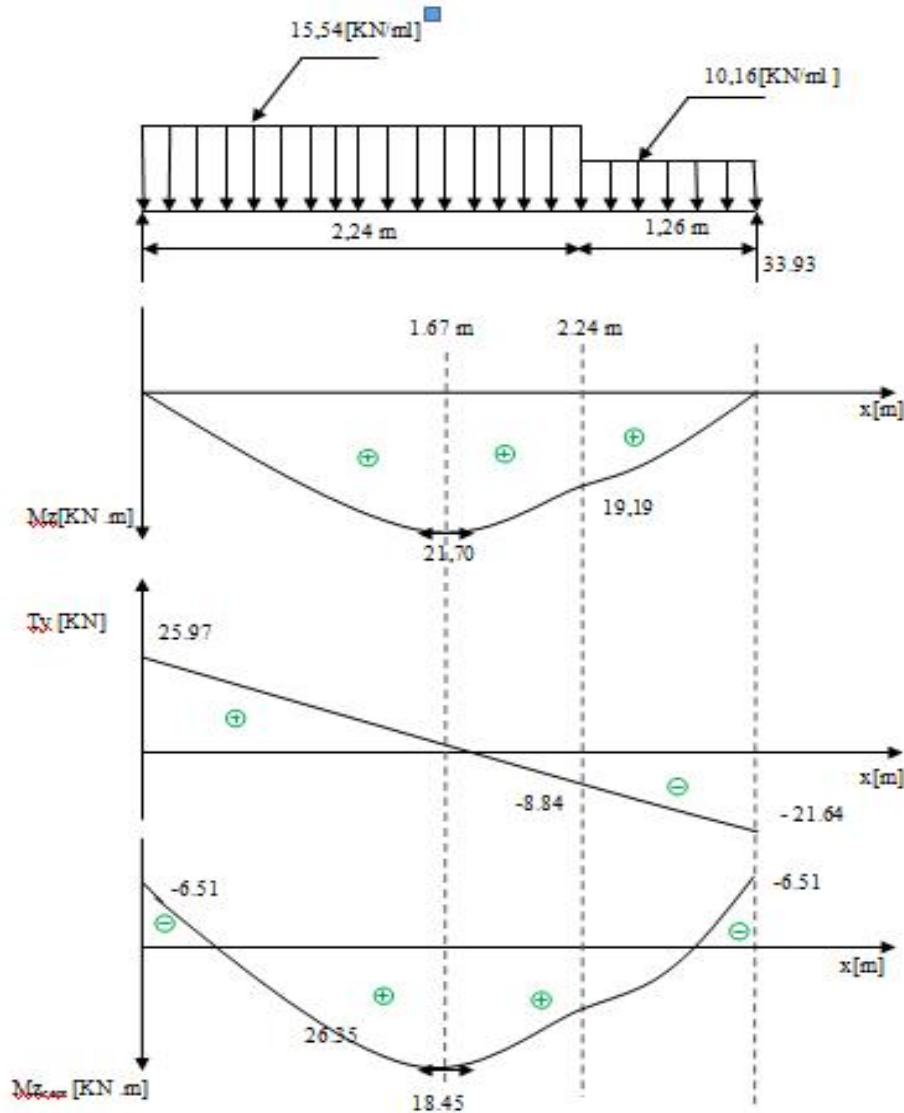


Figure III-6-4 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

d) Calcul des armatures :

Le ferrailage de l'escalier se fera à la flexion simple.

- En travée : $M_u^t = 18,45 \text{ KN.m}$

- Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{18,45 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,091$$

$$\mu_u < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SAA} \Rightarrow \beta = 0,726$$

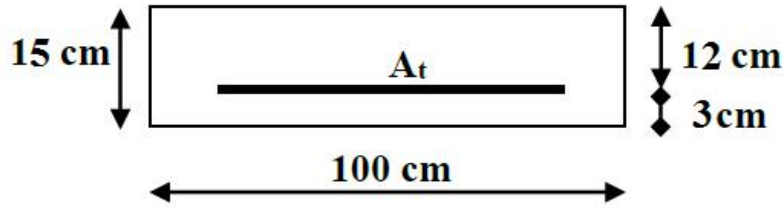
$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{18,45 \times 10^3}{0,726 \times 12 \times 348} = 6,09 \text{ cm}^2$$

Soit **6HA12** ($6,78 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

soit **4HA10** = $3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.



- Aux appuis : $M_u^a = 6.51 \text{ kN.m}$

- Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6.51 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.032$$

$$\mu_u < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SAA} \Rightarrow \beta = 0.782$$

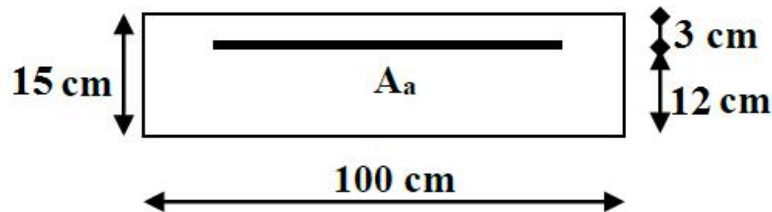
$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6.51 \times 10^3}{0.782 \times 12 \times 348} = 1.99 \text{ cm}^2$$

soit **6HA10** = 4.71 cm²/ml. Avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.18 \text{ cm}^2$$

soit **4HA8** = 2.01 cm²/ml. Avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.



6) Vérifications à l'ELU :

1) Espacement des barres :

Armatures principales :

Aux appuis : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée

En travée : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée

Armatures répartitions :

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

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

2) Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{max} = 25.97 \text{ kN} ; \quad \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{25.97 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.217 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} > \tau_u = 0.217 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis

- Vérification de la contrainte du béton :

On doit satisfaire la condition :

$$V_u \leq 0.267 a \cdot b \cdot f_{c28} \quad \text{avec : } a = 0.9 \cdot d = 0.9 \times 15 = 13.5 \text{ cm}$$

$$V_u = 25.97 \text{ kN} \leq 0.267(13.5) \times 100 \times 2.5 = 901.12 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Influence sur l'acier :

$$A = \frac{V_u}{\sigma_s} = \frac{25.97 \times 10}{348} = 0.746 \text{ cm}^2 < A_a = 1.99 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4) Vérification contrainte d'adhérence aux appuis :

$$V_{max} = 25.97 \text{ KN} \Rightarrow \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{25.97 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times (6 \times 12 \times \pi)} = 1.06 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \times \varnothing \times \pi$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} > \tau_{se} = 1.06 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

5) Ancrage des barres :

Longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.83} = 42.40 \text{ cm}$$

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

Vu que la **longueur de scellement** est importante, on réalisera un crochet dont la longueur d'ancrage est fixée à $0.4L_s$ (Art A.6, 253/BAEL91).

$$L_r = 0.40 \times L_s = 0.40 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

7) Calcul à l'ELS :

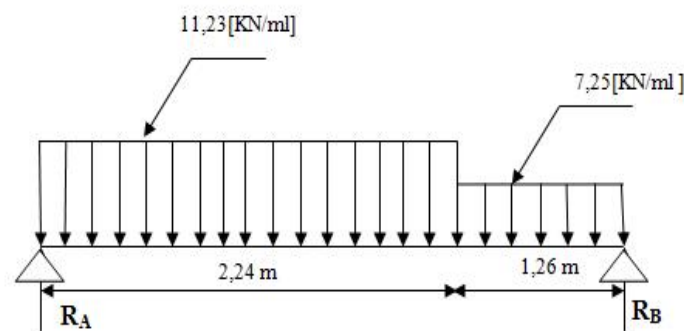


Figure III-6-5 : Schéma statique de l'escalier à l'ELS.

- Les réactions d'appuis :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 11.23 \times 2.24 + 7.25 \times 1.26$$

$$R_A + R_B = 34.29 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A \times 2.24 + 1.26 = 11.23 \times 2.24 \times \frac{2.24}{2} + 1.26 + 7.25 \times \frac{1.26^2}{2}$$

$$\Rightarrow R_A = 18.75 \text{ KN}$$

$$R_B = 15.54 \text{ KN}$$

- Calcul des efforts internes :

- tronçons ére 1 : $0 \leq x \leq 2.24 \text{ m}$

$$T_y = 18.75 - 11.23x$$

$$\Rightarrow x = 0 \quad T_y 0 = 18.75 \text{ KN}$$

$$x = 2.24 \quad T_y 2.24 = -6.41 \text{ KN}$$

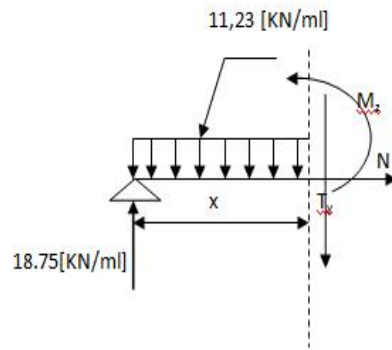
$$M_z = 18.75x - 11.23 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \quad M_z = 0$$

$$x = 2.24 \quad M_z = 13.82 \text{ KN.m}$$

$$T_y = 0 \Rightarrow x = 1.67 \text{ m} \in [0; 2.24]$$

$$\Rightarrow M_{max} = M_z(1.67) = 15.65 \text{ kN.m}$$



- tronçons éme 2 : $2,24 \text{ m} \leq x \leq 3,50 \text{ m}$

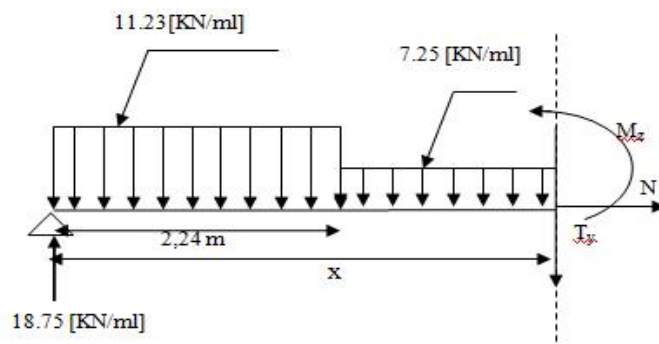
$$T_y = 18.75 - 11.23 \times 2.24 - 7.25 x - 2.24 \implies T_y = 9.84 - 7.25x$$

$$\implies \begin{aligned} x = 2.24 \text{ m} & \quad T_y = -6.4 \text{ kN} \\ x = 3.50 \text{ m} & \quad T_y = -15.54 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$M_y = 18.75x - 11.23 \times 2.24 \frac{2.24}{2} + x - 2.24 - 7.25 \frac{x - 2.24^2}{2}$$

$$\implies M_z = -3.63x^2 + 9.84x + 9.98$$

$$\implies \begin{aligned} x = 2.24 \text{ m} & \quad M_z = 13.81 \text{ kN.m} \\ x = 3.5 \text{ m} & \quad M_z = 0.00 \text{ kN.m} \end{aligned}$$



Remarque :

Pour tenir compte du semi-encastrement, les valeurs des moments aux appuis et en travée sont prises comme suit :

Aux appuis : $M_u^a = -0,3M_{\max} = -0,3 (15.65) = -4,70 \text{ kN.m}$

En travée : $M_u^t = 0,85M_{\max} = 0,85 (15.65) = 13,30 \text{ kN.m}$

- Diagramme des efforts internes :

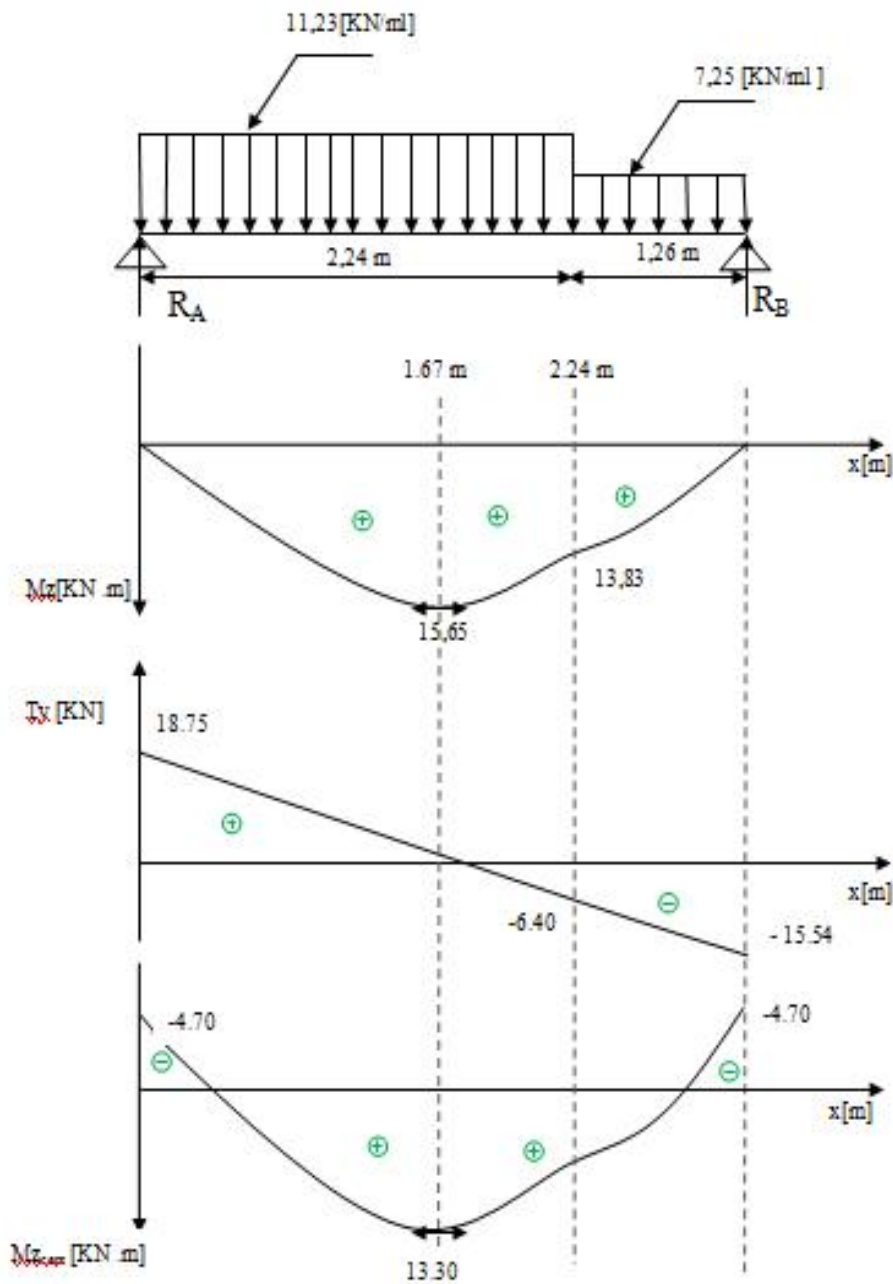


Figure III-6-6 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.

8) Vérification à l'ELS :

- 1) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_a = 4.71 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,45 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

En travée : $A_t = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,45 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

- 2) Etat limite de compression du béton :

Vérification de la résistance à la compression du béton (BAEL91/ Art 4.5.2)

On doit vérifier :

- $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ avec $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]}$

$$\sigma_{st} = K \cdot \sigma_{bc} \quad \text{avec} \quad \pm_{st} = \frac{M_s}{1 \cdot d \cdot A_s}$$

$$\sigma_{st} < \pm_{st}$$

• En travée

- Contrainte dans l'acier

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_t = 6.78 \text{ [cm}^2\text{]}$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 13} = 0,521 \rightarrow \beta_1 = 0,893 \rightarrow k = 31,73$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\pm_{st} = \frac{13.30 \times 10^6}{0,893 \times 130 \times 678} = 168.97 \text{ [MPa]}$$

$$\pm_{st} = 168.97 \text{ [MPa]} < \pm_{st} = 348 \text{ [MPa]} \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

- Contrainte dans le béton

$$\pm_{bc} = \frac{\pm_{st}}{K} = \frac{168.97}{31.73} = 5,33 \text{ [MPa]}$$

$$\pm_{bc} = 5,33 \text{ [MPa]} < \pm_{bc} = 15 \text{ [MPa]} \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

• Aux appuis

La section d'armatures adoptée à l'ELU aux appuis est $A_a = 4.71 \text{ [cm}^2\text{]}$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 4.71}{100 \times 13} = 0,360 \rightarrow \beta_1 = 0,907 \rightarrow k = 38.76$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\pm_{st} = \frac{4.68 \times 10^6}{0,907 \times 130 \times 471} = 84.27 \text{ [MPa]}$$

$$\pm_{st} = 84.27 \text{ [MPa]} < \pm_{st} = 348 \text{ [MPa]} \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

- Contrainte dans le béton

$$\pm_{bc} = \frac{\pm_{st}}{K} = \frac{84.27}{38.76} = 2,17 \text{ [MPa]}$$

$$\pm_{bc} = 2,17 \text{ [MPa]} < \pm_{bc} = 15 \text{ [MPa]} \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

3)-Vérification de l'état limite de déformation

On peut se dispenser de la justification de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites.

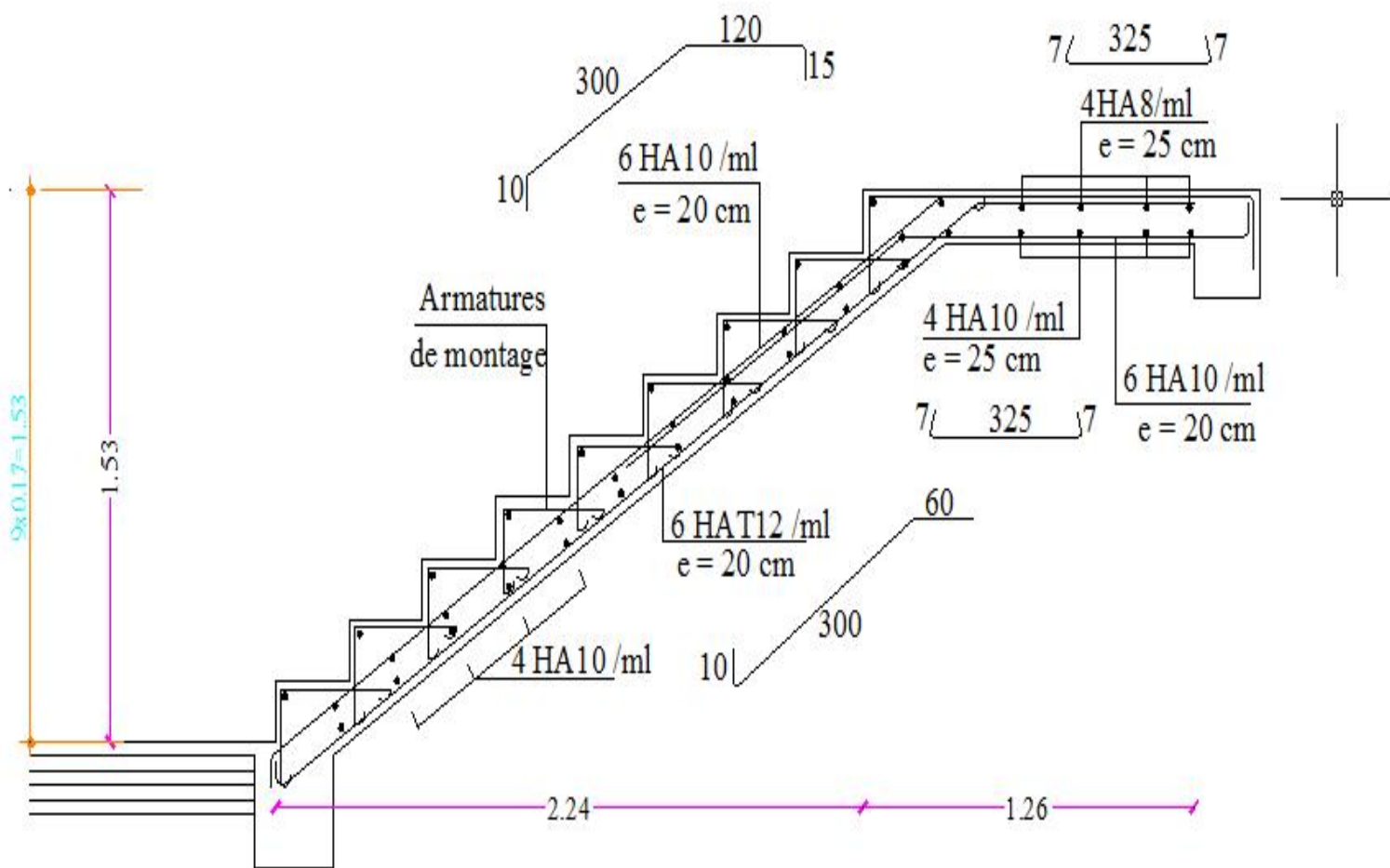
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$
- $\frac{A_t}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{F_e}$

- $\frac{h}{L} = \frac{15}{350} = 0,0428 < \frac{1}{16} = 0,0625$ → condition non vérifiée
- $\frac{h}{L} = 0,042 < \frac{13,30}{10 \times 15,63} = 0,085$ → condition non vérifiée
- $\frac{A_t}{b d} = \frac{6,78}{13 \times 100} = 0,005 < \frac{3,6}{400} = 0,009$ → condition vérifiée

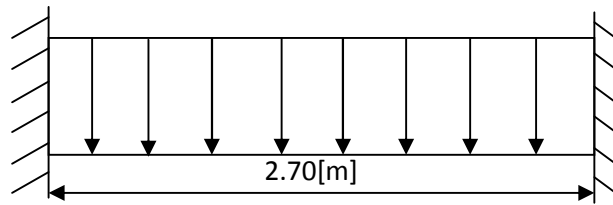
conclusion:

Vu que les conditions sont vérifiées, on dispose du calcul de la flèche.

FERRAILLAGE ESCALIER



9) Pré dimensionnement de la poutre palière:



FigIII.6.8-Schéma statique de la poutre palière

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

h_t : la hauteur de la poutre

L : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis. $L = 3,50$ [m]

$$23 \leq h_t \leq 27$$

Soit : $h_t = 25$ cm

1) Recommandation de RPA 99 Version 2003 :

$$h_t \geq 30, \quad b \geq 20, \quad 0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

b : largeur de la poutre .

La poutre aura donc une section de :

$$\left. \begin{array}{l} h_t = 35 \text{ cm} \\ b = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h_t}{b} = 1,4 < 4.$$

2) Charges et surcharges :

- Poids propre : $G = 0,25 \times 0,35 \times 25 = 2,19$ [KN/ml]

- Réaction du palier (ELU) : $R_U = 25,97$ [KN]

- Réaction du palier (ELS) : $R_s = 18,75$ [KN]

$$R = \frac{q \times L}{2} \Rightarrow q = \frac{2 \times R}{L}$$

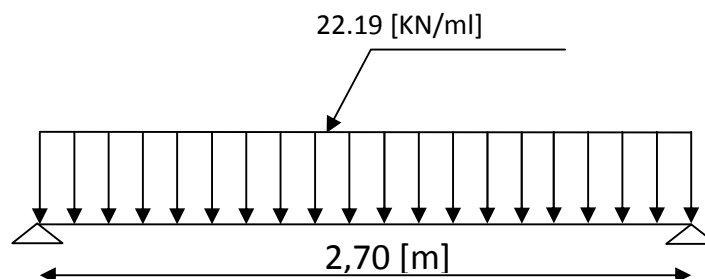
$$\text{ELU} \rightarrow q = \frac{2 \times R_U}{L} \quad q = \frac{2 \times 25,97}{2,70} = 19,23 \text{ [KN / ml]}$$

$$\text{ELS} \rightarrow q = \frac{2 \times R_s}{L} \quad q = \frac{2 \times 18,75}{2,70} = 13,88 \text{ [KN / ml]}$$

3) Combinaisons de charges :

ELU : $q_u = 1,35 \times 2,19 + 19,23 = 22,19$ [KN/ml]

ELS : $q_s = 2,19 + 13,88 = 16,07$ [KN/ml]



FigureIII.6.9-Schéma statique de calcul à l'ELU.

10) Moment fléchissant et l'effort tranchant à l'ELU

$$M_0 = q_u \frac{l^2}{8} \quad M_0 = 22,19 \times \frac{(2,70)^2}{8} = 20,22 \text{ [KN . m]}$$

$$T = \frac{qu \times l}{2} \quad T = \frac{22.19 \times 2.70}{2} = 29.96 [\text{KN}]$$

Pour tenir compte de semi encastrement :

$$M_a = 0,30 M_0 = 6.07 [\text{KN.m}]$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 17.19 [\text{KN.m}]$$

11) Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU :

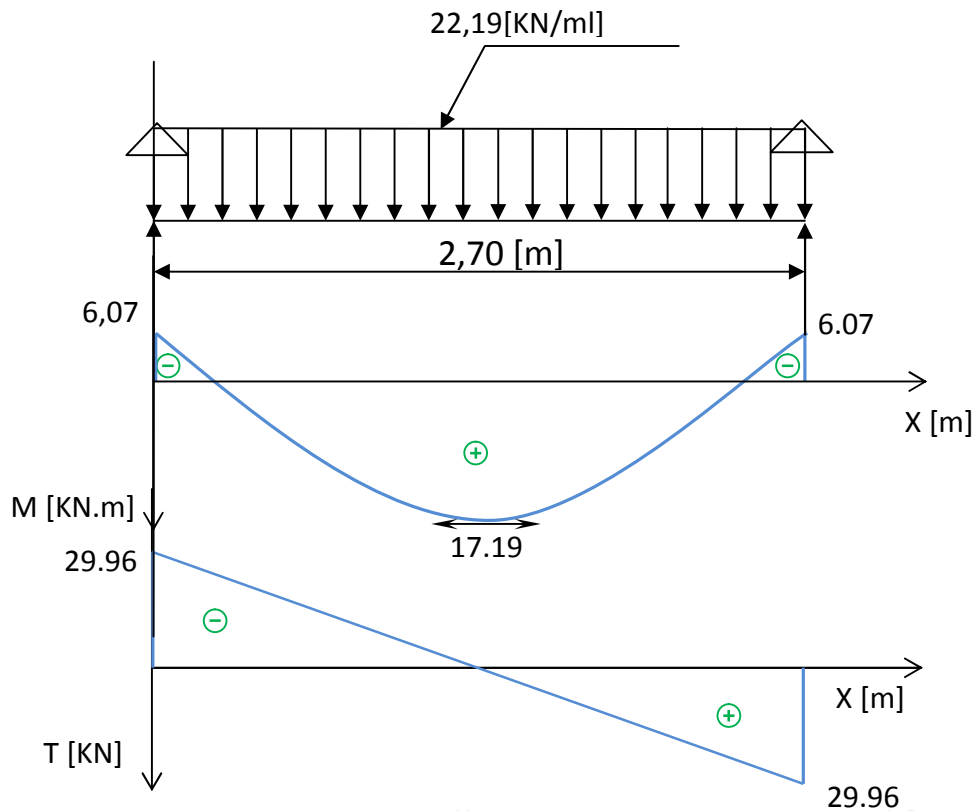


Fig III.6.10. Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU :

12) Calcul des armatures à l'ELU :

- Les moments max en travée et sur appuis sont comme suite :

$$M_{t\max} = 17,19 [\text{KN.m}] \quad M_{a\max} = 6,07 [\text{KN.m}]$$

*** FERRAILLAGE:**

a-En travée :

$$\mu = \frac{M_{t\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\mu = \frac{17,19 \cdot 10^6}{250 \times 320^2 \times 14,2} = 0,047$$

$$\mu = 0,047 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,047 \rightarrow \beta = 0,976$$

$$A_{st} = \frac{M_{t\max}}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta} = \frac{17,19 \times 10^6}{0,976 \times 320 \times 348} = 1,58 [\text{cm}^2]$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 3T12 = 3,39 [\text{cm}^2]$$

b-Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_{a\max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\ll = \frac{6.07 \times 10^6}{250 \times 320^2 \times 14,2} = 0,016.$$

$$\ll = 0,016 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\ll = 0,016 \rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_a = \frac{M_{a \max}}{d \cdot \pm s}.$$

$$A_a = \frac{6.07 \times 10^6}{0,992 \times 320 \times 348} = 0,55 [\text{cm}^2]$$

$$\text{Soit : } A_a = 3\text{T}12 = 3,39 [\text{cm}^2]$$

13)Vérification à l'E.L.U:

1)Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91/ Art A.4.2):

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 25 \times 32 \times 2,1}{400} = 0,97 [\text{cm}^2]$$

$$\text{-En travée: } A_t = 3,39 [\text{cm}^2] > A_{\min} = 0,97 [\text{cm}^2] \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{-Aux appuis: } A_a = 3,39 [\text{cm}^2] > A_{\min} = 0,97 [\text{cm}^2] \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2)Vérification au cisaillement (BAEL91/ Art A.5.1,1):

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{29.96 \times 10^3}{320 \times 250} = 0,37 [\text{MPa}]$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; [5 \text{ MPa}] \right\} = 3,33 [\text{MPa}]$$

$$\tau_u = 0,39 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3)Influence de l'effort tranchant :

Sur le béton (BAEL91/ Art A.5.1,313):

$$\text{On doit vérifier que: } T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b$$

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 320 \times 250 \times 10^{-3} = 420 [\text{KN}]$$

$$T_{\max} = 29.96 [\text{KN}] < 420 [\text{KN}] \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sur les armatures(BAEL91/ Art.A. 5.1,312):

Au niveau de l'appui :

Il est de bonne construction pour équilibrer l'effort tranchant d'ancrer la nappe d'armatures inférieures suffisante avec sa longueur de scellement il faut vérifier cette condition :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{ancré}}$$

$$\text{Avec : } A_{\text{ancré}} = \frac{\gamma_s \cdot T_{\max}}{f_e} \quad A_{\text{ancré}} = \frac{1,15 \times 29.96 \times 10^3}{400} = 0,86 [\text{cm}^2]$$

$$A_{\text{adopté}} = 2,36 [\text{cm}^2] > A_{\text{ancré}} = 0,86 [\text{cm}^2] \quad \text{à Les armatures sont suffisantes}$$

4)Vérification de l'adhérence (BAEL91/ Art .A.6.1,3):

$$\bar{\sigma}_{se} = \sigma_s \cdot f_{t28}$$

$$\bar{\sigma}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum U_i = n \times \phi \times \pi = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,30 \text{ [cm]}$$

$$\tau_{se} = \frac{29,96 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 113} = 0,92 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_{se} = 0,962 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_{se} = 3,15 \text{ [MPa]} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec :

– τ_{se} : Contrainte d'adhérence limite ultime

– $\bar{\sigma}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence

5)Calcul de la longueur de scellement droit (BAEL91/ Art .A.6.1,22):

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

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \cdot \sigma_s \cdot f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ [MPa].}$$

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

On prend $\rightarrow L_s = 50 \text{ [cm]}$

Etant donnée la longueur de scellement dépasse la largeur du poteau a qui les barres sont ancrée alors le B.A.E.L.91 admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet dont la longueur d'ancrage hors crochet égale à :

– $0,4L_s$ s'il s'agit d'une barre à haute adhérence de classe FeE400 ou FeE500 (BAEL1A.6.1.253)

$$L_C = 0,4L_s$$

$$L_C = 0,4 \times 45 = 18 \text{ [cm].}$$

6)ARMATURES TRANSVERSALES

-Exigence de (R.P.A99 version 2003) [Art 7.5.2.2].

$$S_t \leq \min(0,9d, 40\text{cm}) = \min(25,2, 40) = 25,2 \text{ [cm].}$$

$$\text{Zone nodal: } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi, 30\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1,4\right) = 8,5 \text{ [cm].}$$

Soit : $S_t = 8,5 \text{ [cm].}$

$$\text{Zone courant: } S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ [cm]}$$

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

Quantité d'armatures transversales minimale :

$$A_t = 0,003 S_t b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 2,36 \text{ cm}^2 > 1,125 \text{ cm}^2. \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

14) Calcul à l'ELS :

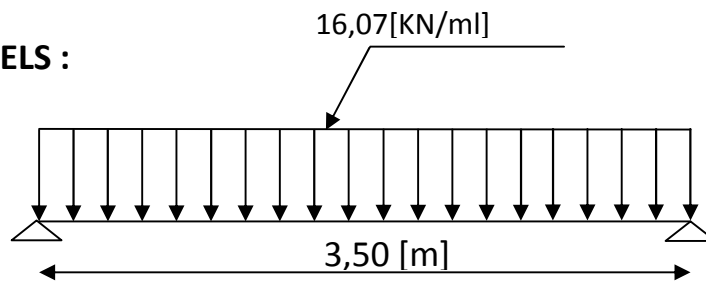


Figure III.6.11 Schéma statique de calcul à l'ELS.

1- Moment fléchissant et l'effort tranchant à l'ELS :

$$M_0 = qs \frac{l^2}{8} \quad M_0 = 16,07 \times \frac{(2,70)^2}{8} = 14,64 \text{ [KN.m]}$$

$$T = \frac{qs \times l}{2} \quad T = \frac{16,07 \times 2,70}{2} = 21,69 \text{ [KN]}$$

Pour tenir compte de semi encastrement :

$$M_a = 0,30 M_0 = 4,39 \text{ [KN.m]}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 12,44 \text{ [KN.m]}$$

2-Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

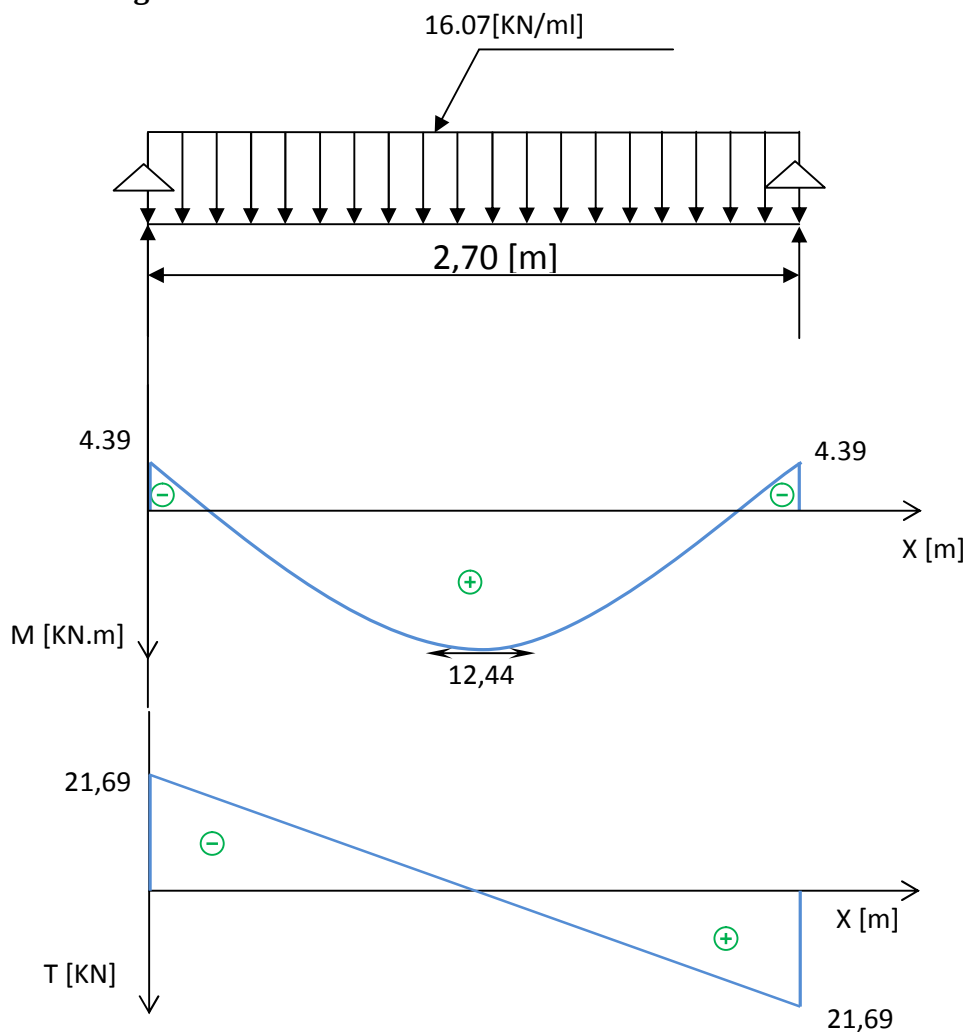


Figure III.6-12-Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

3-Vérification à l'ELS :

1)Vérification de la résistance à la compression du béton (BAEL91Art.A.4.5,2)

On doit vérifier : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ avec $\bar{\sigma}_{bc} = 15$ [MPa]

$$\sigma_{st} = K \cdot \sigma_{bc} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{I \cdot d \cdot A_s}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$$

a-En travée

- Dans l'acier

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_{st} = 3HA12 = 3.39$ [cm²]

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 32} = 0.424 \rightarrow \beta_1 = 0.900 \rightarrow k = 35.00$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{12.44 \times 10^6}{0.900 \times 320 \times 339} = 127.41 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{st} = 127.41 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ [MPa]} \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

- Dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{127.41}{35} = 3.63 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = 3.63 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]} \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

b-Aux appuis

La section d'armatures adoptée à l'ELU aux appuis est $A_{st} = 3HA12 = 3.39$ [cm²]

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 32} = 0.424 \rightarrow \beta_1 = 0.900 \rightarrow k = 35.00$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{4.39 \times 10^6}{0.900 \times 320 \times 339} = 44.96 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{st} = 44.96 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ [MPa]} \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

- Dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{44.96}{35} = 1.28 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = 1.28 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]} \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

2)Vérification de l'état limite de déformation

On peut se dispenser de la justification de la flèche si les trois conditions suivantes sont

satisfaites. *

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

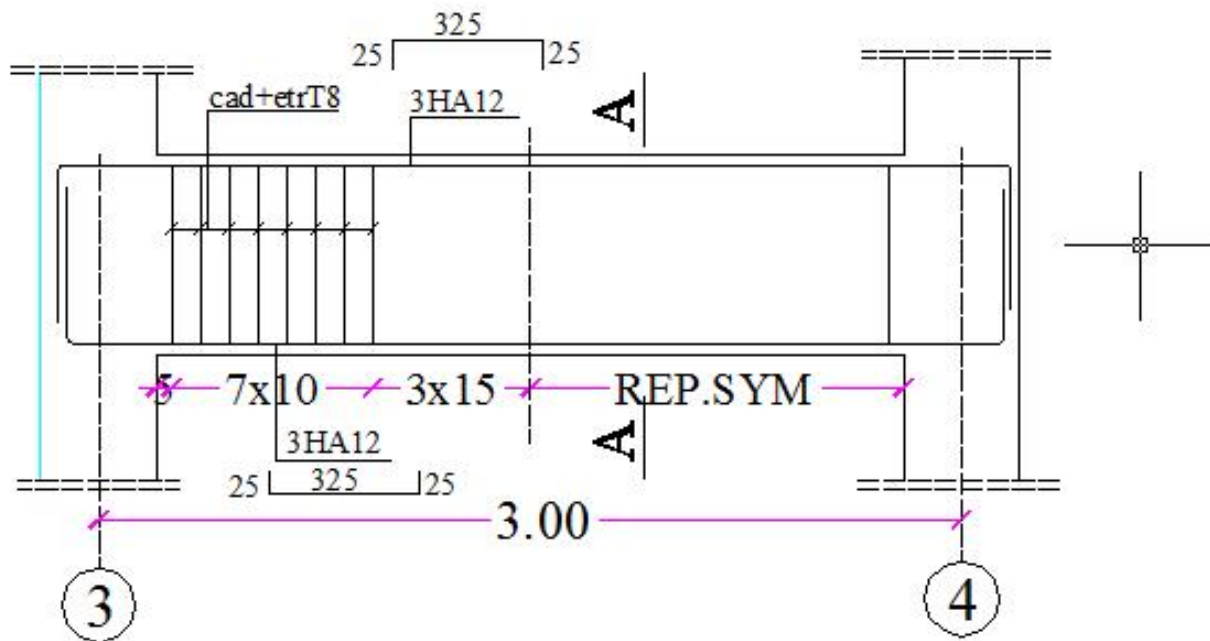
$$* \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

- * $\frac{A_t}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{F_e}$
- $\frac{h}{L} = \frac{35}{270} = 0,13 \geq \frac{1}{16} 0,062 \rightarrow$ condition vérifiée
- $\frac{h}{L} = 0,13 \geq \frac{12,44}{10 \times 28} = 0,085 \rightarrow$ condition vérifiée
- $\frac{A_t}{b d} = \frac{4,62}{25 \times 32} = 0,0057 < \frac{3,6}{400} = 0,009 \rightarrow$ condition vérifiée

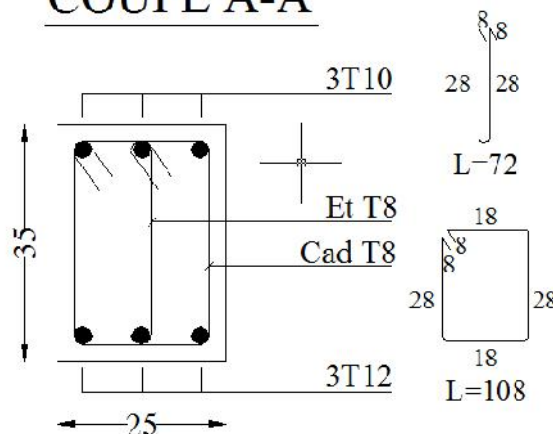
Conclusion :

Les contraintes à l'ELS étant vérifiée le calcul à l'ELS n'est pas nécessaire ; on adopte les armatures calculée à l'ELU.

Ferrailage de la poutre palière



COUPE A-A



1- Introduction :

L'étude de contreventement est une étape importante dans l'étude de tout bâtiment. Le contreventement 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 pleins ou avec ouvertures, soit par des portiques, soit par une combinaison de ces éléments.

Le cas de notre bâtiment, le contreventement est assuré par des portiques et voiles disposés dans les deux sens (longitudinale et transversale), est-ce là nous amène à déterminer le pourcentage de l'effort sismique que doit reprendre les portiques ainsi que les voiles, afin de connaître le type de contreventement. Pour cela en doit passer par plusieurs étapes.

2 -Etude des refends

a) Calcul des inerties

- Les inerties des refends pleins

a. Les refends longitudinaux

$$I_y = \frac{e.l^3}{12}$$

$$I_x = \frac{e.l^3}{12} \ll I_y$$

On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe X

b. Les refends transversaux

$$I = I_x = \frac{e.l^3}{12}$$

Remarque:

Les voiles ont une faible rigidité suivant leurs épaisseurs, on néglige l'inertie par rapport à l'axe Y.

La longueur L des voiles est mesurée aux extrémités extérieures des poteaux encadrant ceux-ci, elle varie donc avec la section des poteaux. Pour éviter cette variation et assurer la continuité de ces voiles en élévation, chaque voile doit avoir la même longueur L pour tous les niveaux, cette longueur sera celle mesurée au dernier niveau ou la section des poteaux

Les inerties des voiles pour un niveau sont résumées dans le tableau suivant :

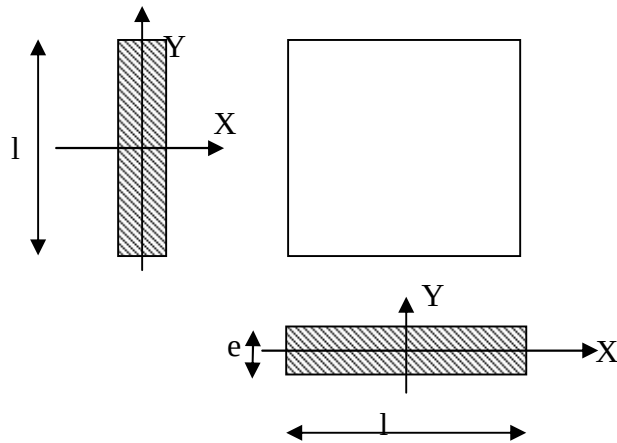


Figure IV 1. Vue en plan et en coupe du voile

1-SENS LONGITUDINAL : sens X-X

VOILES	EPAISSEUR (m)	LONGEURS (m)	INERTIE (m ⁴)
VL1	0,20	1,40	0,046
VL2	0,20	1,40	0,046
VL3	0,20	1,65	0,075
VL4	0,20	1,40	0,046
VL5	0,20	1,65	0,075
VL6	0,20	1,40	0,046
VL7	0,20	2,00	0,133
VL8	0,20	1,65	0,075
VL9	0,20	1,40	0,046
VL10	0,20	2,00	0,133
VL11	0,20	1,40	0,046
VL12	0,20	1,40	0,046
VL13	0,20	1,65	0,075
VL14	0,20	1,40	0,046
			0,932

2-SENS TRANSVERSAL : sens Y-Y

VOILES	EPAISSEUR (m)	LONGEURS (m)	INERTIE (m ⁴)
VT1	0,20	3,20	0,546
VT2	0,20	3,20	0,546
VT3	0,20	3,20	0,546
VT4	0,20	3,20	0,546
			2,185

3) Calcul des rigidités au niveau des portiques :**- Présentation de la méthode :**

Pour l'étude des portiques sollicités par les efforts horizontaux, on utilisera la Méthode de MUTO, celle-ci permet de distribuer les efforts tranchants dans les niveaux, comme elle nous permet de déduire les moments fléchissant et les autres sollicitations dans les poutres et les poteaux de chaque portique.

- **Hypothèses de calcul :**

- Les charges ou les masses sont considérées concentrées au niveau du plancher.
- Les diagrammes de répartition des charges doivent être :

Rectangulaire pour le vent.

Triangulaire pour le séisme.

- ✓ 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.

- Etapes de calcul :

Calcul des rigidités linéaire des poteaux et des poutres :

- Rigidité linéaire d'un poteau : $K_{pot} = \frac{I_{pot}}{h_c}$
- Rigidité linéaire d'une poutre : $K_{ptr} = \frac{I_{ptr}}{L_c}$

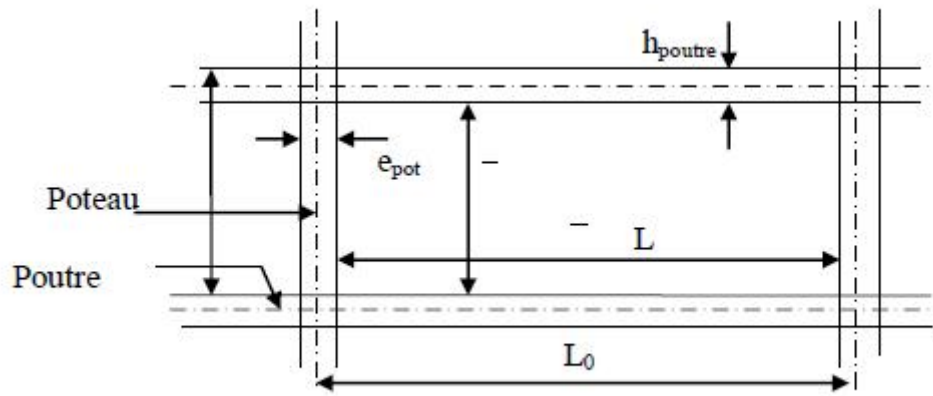


Figure IV 2. Identification de paramètres.

Avec :

I : moment d'inertie de l'élément.

h_c et L_c : hauteurs et longueurs calculées qui seront déterminées ultérieurement.

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2}e_{poteau}$$

$$L_c = \bar{L} + \frac{1}{2}h_{poutre}$$

$\bar{h}$: hauteur de poteau entre nus des poutres.

$\bar{L}$: longueur de la poutre entre nus des appuis (poteau).

Les calcul sont résumés dans les tableaux suivants:

1- Rigidités linéaire des poutres longitudinales (poutres secondaires) :

NIVEAU	TRAVEES	L (cm)	h (cm)	Lc (cm)=L+1/2hpout	Ipout (cm ⁴)	Kpout (cm ³)=Ipout/Lc
6-7-8	1-2	270	35	287,50	107 187,50	372,83
	2-3	270	35	287,50	107 187,50	372,83
	3-4	270	35	287,50	107 187,50	372,83
	4-5	270	35	287,50	107 187,50	372,83
2-3-4-5	1-2	265	35	282,50	107 187,50	379,42
	2-3	265	35	282,50	107 187,50	379,42
	3-4	265	35	282,50	107 187,50	379,42
	4-5	265	35	282,50	107 187,50	379,42
1	1-2	260	35	277,50	107 187,50	386,26
	2-3	260	35	277,50	107 187,50	386,26
	3-4	260	35	277,50	107 187,50	386,26
	4-5	260	35	277,50	107 187,50	386,26
RDC	1-2	260	35	277,50	107 187,50	386,26
	2-3	260	35	277,50	107 187,50	386,26
	3-4	260	35	277,50	107 187,50	386,26
	4-5	260	35	277,50	107 187,50	386,26
S/SOL	1-2	260	35	277,50	107 187,50	386,26
	2-3	260	35	277,50	107 187,50	386,26
	3-4	260	35	277,50	107 187,50	386,26
	4-5	260	35	277,50	107 187,50	386,26

2-Rigidités linéaire des poutres transversales (poutres principales) :

NIVEAU	TRAVEES	L (cm)	h (cm)	Lc (cm)=L+1/2hpout	Ipout (cm ⁴)	Kpout (cm ³)=Ipout/Lc
6-7-8	A-B	320	40	340,00	160 000,00	470,59
	B-C	320	40	340,00	160 000,00	470,59
	C-D	420	40	440,00	160 000,00	363,64
	D-E	320	40	340,00	160 000,00	470,59
2-3-4-5	A-B	315	40	335,00	160 000,00	477,61
	B-C	315	40	335,00	160 000,00	477,61
	C-D	415	40	435,00	160 000,00	367,82
	D-E	315	40	335,00	160 000,00	477,61
1	A-B	310	40	330,00	160 000,00	484,85
	B-C	310	40	330,00	160 000,00	484,85
	C-D	410	40	430,00	160 000,00	372,09
	D-E	310	40	330,00	160 000,00	484,85
RDC	A-B	310	40	330,00	160 000,00	484,85
	B-C	310	40	330,00	160 000,00	484,85
	C-D	410	40	430,00	160 000,00	372,09
	D-E	310	40	330,00	160 000,00	484,85
S/SOL	A-B	310	40	330,00	160 000,00	484,85
	B-C	310	40	330,00	160 000,00	484,85
	C-D	410	40	430,00	160 000,00	372,09
	D-E	310	40	330,00	160 000,00	484,85

3-Rigidités linéaires des poteaux :**-Rigidités linéaires des poteaux ******dans le sens X-X :**

NIVEAU	AXES	h(cm)	e (cm)	hc (cm)=h+1/2hpot	Ipot (cm ⁴)	Kpot (cm ³)=Ipot/hc
6-7-8	1	271	30	286,00	67 500,00	236,01
	2	271	30	286,00	67 500,00	236,01
	3	271	30	286,00	67 500,00	236,01
	4	271	30	286,00	67 500,00	236,01
	5	271	30	286,00	67 500,00	236,01
2-3-4-5	1	271	35	288,50	125 052,08	433,46
	2	271	35	288,50	125 052,08	433,46
	3	271	35	288,50	125 052,08	433,46
	4	271	35	288,50	125 052,08	433,46
	5	271	35	288,50	125 052,08	433,46
1	1	271	40	291,00	213 333,33	733,10
	2	271	40	291,00	213 333,33	733,10
	3	271	40	291,00	213 333,33	733,10
	4	271	40	291,00	213 333,33	733,10
	5	271	40	291,00	213 333,33	733,10
RDC	1	271	40	291,00	213 333,33	733,10
	2	271	40	291,00	213 333,33	733,10
	3	271	40	291,00	213 333,33	733,10
	4	271	40	291,00	213 333,33	733,10
	5	271	40	291,00	213 333,33	733,10
S/SOL	1	415	40	435,00	213 333,33	490,42
	2	415	40	435,00	213 333,33	490,42
	3	415	40	435,00	213 333,33	490,42
	4	415	40	435,00	213 333,33	490,42
	5	415	40	435,00	213 333,33	490,42

-Rigidités linéaires des poteaux
***dans le sens Y-Y:**

NIVEAU	AXES	h(cm)	e (cm)	hc (cm)=h+1/2hpot	Ipot (cm ⁴)	Kpot (cm ³)=Ipot/hc
6-7-8	1	266	30	281,00	67 500,00	240,21
	2	266	30	281,00	67 500,00	240,21
	3	266	30	281,00	67 500,00	240,21
	4	266	30	281,00	67 500,00	240,21
	5	266	30	281,00	67 500,00	240,21
2-3-4-5	1	266	35	283,50	125 052,08	441,10
	2	266	35	283,50	125 052,08	441,10
	3	266	35	283,50	125 052,08	441,10
	4	266	35	283,50	125 052,08	441,10
	5	266	35	283,50	125 052,08	441,10
1	1	266	40	286,00	213 333,33	745,92
	2	266	40	286,00	213 333,33	745,92
	3	266	40	286,00	213 333,33	745,92
	4	266	40	286,00	213 333,33	745,92
	5	266	40	286,00	213 333,33	745,92
RDC	1	266	40	286,00	213 333,33	745,92
	2	266	40	286,00	213 333,33	745,92
	3	266	40	286,00	213 333,33	745,92
	4	266	40	286,00	213 333,33	745,92
	5	266	40	286,00	213 333,33	745,92
S/SOL	1	410	40	430,00	213 333,33	496,12
	2	410	40	430,00	213 333,33	496,12
	3	410	40	430,00	213 333,33	496,12
	4	410	40	430,00	213 333,33	496,12
	5	410	40	430,00	213 333,33	496,12

4) Calcul des coefficients $\bar{K}$ (rigidités moyennes) :

- Cas d'étage courant :
$$\bar{K} = \frac{\sum K_{ptr} (poutres\ sup + poutres\ inf)}{2K_{pot}}$$
- Cas de rez-de-chaussée :
$$\bar{K} = \frac{\sum K_{ptr} (poutres\ sup)}{K_{pot}}$$

5) Calcul des coefficients des rigidités des poteaux

Cas d'étage courant :
$$a_j^{(i)} = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$$

Cas du rez-de-chaussée :
$$a_j^i = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}} \quad (\text{poteaux encastrés})$$

6) Calcul des rigidités des poteaux « i » au niveau « j »

$$r_j^{(i)} = \frac{12E}{h_{cj}^2} a_j^{(i)} K_{potj}^{(i)}$$

E : module de déformation instantané du béton

$$E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195 \text{ MPA}$$

7) Calcul de la rigidité d'un portique au niveau « j »

$$R_{jx} = \sum r_{jx}^{(i)} \quad \text{Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.}$$

$$R_{jy} = \sum r_{jy}^{(i)} \quad \text{Pour chaque niveau dans le sens transversal.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

1-Rigidités linéaires des portiques longitudinaux:

portiques	hc (cm)=h+1/2h _{pot}	I _{pot} (cm ⁴)	K _{pot} (cm ³)=I _{pot} /hc	K _{pout} (cm ³)=I _{pout} /Lc	K ⁻	a _j	r _{jx} (kn/cm)	R _{jx} (kn/cm)
1	286	67 500,00	236,01	372,83	1,58	0,44	49,15	302,88
2	286	67 500,00	236,01	372,83	3,16	0,61	68,20	
3	286	67 500,00	236,01	372,83	3,16	0,61	68,20	
4	286	67 500,00	236,01	372,83	3,16	0,61	68,20	
5	286	67 500,00	236,01		1,58	0,44	49,15	
1	289	125 052,08	433,46	379,42	0,88	0,30	61,19	403,85
2	289	125 052,08	433,46	379,42	1,75	0,47	93,82	
3	289	125 052,08	433,46	379,42	1,75	0,47	93,82	
4	289	125 052,08	433,46	379,42	1,75	0,47	93,82	
5	289	125 052,08	433,46		0,88	0,30	61,19	
1	291	213 333,33	733,10	386,26	0,53	0,21	69,67	485,26
2	291	213 333,33	733,10	386,26	1,05	0,35	115,30	
3	291	213 333,33	733,10	386,26	1,05	0,35	115,30	
4	291	213 333,33	733,10	386,26	1,05	0,35	115,30	
5	291	213 333,33	733,10		0,53	0,21	69,67	
1	291	213 333,33	733,10	386,26	0,53	0,21	69,67	485,26
2	291	213 333,33	733,10	386,26	1,05	0,35	115,30	
3	291	213 333,33	733,10	386,26	1,05	0,35	115,30	
4	291	213 333,33	733,10	386,26	1,05	0,35	115,30	
5	291	213 333,33	733,10		0,53	0,21	69,67	
1	435	213 333,33	490,42	386,26	0,79	0,46	46,21	266,60
2	435	213 333,33	490,42	386,26	1,58	0,58	58,06	
3	435	213 333,33	490,42	386,26	1,58	0,58	58,06	
4	435	213 333,33	490,42	386,26	1,58	0,58	58,06	
5	435	213 333,33	490,42		0,79	0,46	46,21	

2-Rigidités linéaires des portiques transversaux:

portiques	hc (cm)=h+1/2h _{pot}	I _{pot} (cm ⁴)	K _{pot} (cm ³)=I _{pot} /hc	K _{pout} (cm ³)=I _{pout} /L _c	K ⁻	a _j	r _{jx}	R _{jy}
A	281	67 500,00	240,21	470,59	1,96	0,49	58,10	342,96
B	281	67 500,00	240,21	470,59	3,92	0,66	77,74	
C	281	67 500,00	240,21	363,64	3,47	0,63	74,51	
D	281	67 500,00	240,21	470,59	3,47	0,63	74,51	
E	281	67 500,00	240,21		1,96	0,49	58,10	
A	284	¹²⁵ 052,08	441,10	477,61	1,08	0,35	74,40	466,25
B	284	¹²⁵ 052,08	441,10	477,61	2,17	0,52	110,12	
C	284	¹²⁵ 052,08	441,10	367,82	1,92	0,49	103,66	
D	284	¹²⁵ 052,08	441,10	477,61	1,92	0,49	103,66	
E	284	¹²⁵ 052,08	441,10		1,08	0,35	74,40	
A	286	²¹³ 333,33	745,92	484,85	0,65	0,25	86,33	568,16
B	286	²¹³ 333,33	745,92	484,85	1,30	0,39	138,66	
C	286	²¹³ 333,33	745,92	372,09	1,15	0,36	128,42	
D	286	²¹³ 333,33	745,92	484,85	1,15	0,36	128,42	
E	286	²¹³ 333,33	745,92		0,65	0,25	86,33	
A	286	²¹³ 333,33	745,92	484,85	0,65	0,25	86,33	568,16
B	286	²¹³ 333,33	745,92	484,85	1,30	0,39	138,66	
C	286	²¹³ 333,33	745,92	372,09	1,15	0,36	128,42	
D	286	²¹³ 333,33	745,92	484,85	1,15	0,36	128,42	
E	286	²¹³ 333,33	745,92		0,65	0,25	86,33	
A	430	²¹³ 333,33	496,12	484,85	0,98	0,50	51,39	290,83
B	430	²¹³ 333,33	496,12	484,85	1,95	0,62	64,28	
C	430	²¹³ 333,33	496,12	372,09	1,73	0,60	61,89	
D	430	²¹³ 333,33	496,12	484,85	1,73	0,60	61,89	
E	430	²¹³ 333,33	496,12		0,98	0,50	51,39	

8) Calcul des rigidités des voiles par niveaux :

- Calcul des rigidités des voiles longitudinaux :

$$R_{vx} = \frac{12E_i I_y}{h_j^3}$$

1-SENS LONGITUDINAL : sens X-X

RDC - ETAGES COURANTS:

VOILES	he	Iy	Rjx
VL1	3,06	0,046	616 059,29
VL2	3,06	0,046	616 059,29
VL3	3,06	0,075	1 008 533,29
VL4	3,06	0,046	616 059,29
VL5	3,06	0,075	1 008 533,29
VL6	3,06	0,046	616 059,29
VL7	3,06	0,133	1 796 091,23
VL8	3,06	0,075	1 008 533,29
VL9	3,06	0,046	616 059,29
VL10	3,06	0,133	1 796 091,23
VL11	3,06	0,046	616 059,29
VL12	3,06	0,046	616 059,29
VL13	3,06	0,075	1 008 533,29
VL14	3,06	0,046	616 059,29
			12 554 789,92

SOUS-SOL

VOILES	he	Iy	Rjx
VL1	4,50	0,046	193 708,75
VL2	4,50	0,046	193 708,75
VL3	4,50	0,075	317 115,14
VL4	4,50	0,046	193 708,75
VL5	4,50	0,075	317 115,14
VL6	4,50	0,046	193 708,75
VL7	4,50	0,133	564 748,56
VL8	4,50	0,075	317 115,14
VL9	4,50	0,046	193 708,75
VL10	4,50	0,133	564 748,56
VL11	4,50	0,046	193 708,75
VL12	4,50	0,046	193 708,75
VL13	4,50	0,075	317 115,14
VL14	4,50	0,046	193 708,75
			3 947 627,71

2-SENS TRANSVERSAL : sens Y-Y**RDC - ETAGES COURANTS:**

VOILES	he	I _x	R _{jy}
VT1	3,06	0,546	7 356 789,66
VT2	3,06	0,546	7 356 789,66
VT3	3,06	0,546	7 356 789,66
VT4	3,06	0,546	7 356 789,66
			29 427 158,64

SOUS-SOL

VOILES	he	I _x	R _{jy}
VT1	4,50	0,546	2 313 210,09
VT2	4,50	0,546	2 313 210,09
VT3	4,50	0,546	2 313 210,09
VT4	4,50	0,546	2 313 210,09
			9 252 840,35

9)Inertie fictive des portiques :

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé », qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer des déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égales à 1 tonnes, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de forces horizontales. En fixant l'inertie du refend à $1 m^4$, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

a)Calcul de l'inertie fictive

L'inertie fictive des portiques est donnée par :

$$I_{en} = \frac{f_n}{D_n} \quad \text{avec} \quad D_n = \sum \Delta_n \quad .$$

I_{en} : Inertie fictive du portique au niveau n

f_n : Flèche du refend au même niveau n

Δ_n : Déplacement du portique au niveau n

D_n : Déplacement du niveau n (somme des déplacements des portiques du niveau n)

b) Calcul des flèches des refends :

Le calcul des flèches des refends dont l'inertie $I=1\text{ m}^4$, soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du « moment des aires ». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne, est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure, qui suit :

c) Calcul des flèches dans les refends par la méthode de moments des aires

La flèche que prendrait un refend au niveau "i" suite à une déformation due à une série de forces latérales est donnée par :

$$f_i = \frac{\sum S_i x_i}{EI}$$

S_i : Surface du trapèze

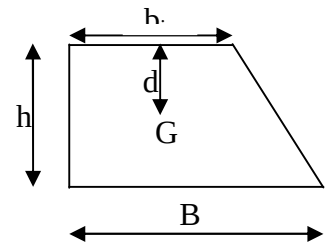
x_i : distance entre le centre du trapèze et le niveau considéré

Sachant que la section du trapèze égale à :

$$S = (B + b) \times \frac{h}{2}$$

La distance du CDG d'un trapèze à sa plus petite base :

$$d = \frac{2B + b}{3(B + b)} h$$



valeurs des fleches des refends pour chaque niveaux pou 1m4 d'inertie:

niveaux	h (m)	B	b	Si (m2)	di	Si di	fix EI
8	3,06	3,06	-	4,68	2,04	9,55	3 759,43
7	3,06	9,18	3,06	18,73	1,79	33,43	3 749,88
6	3,06	18,36	9,18	42,14	1,70	71,63	3 716,45
5	3,06	30,60	18,36	74,91	1,66	124,16	3 644,82
4	3,06	45,90	30,60	117,05	1,63	191,02	3 520,66
3	3,06	64,26	45,90	168,54	1,62	272,20	3 329,64
2	3,06	85,68	64,26	229,41	1,60	367,71	3 057,44
1	3,06	110,16	85,68	299,64	1,59	477,54	2 689,73
RDC	3,06	137,70	110,16	379,23	1,59	601,70	2 212,19
S/SOL	4,50	169,74	137,70	691,74	2,33	1 610,48	1 610,48

fs/sol=1610,48/EI

frdc=2212,19/EI

f1=2689,73/EI

$$f_2=3057,44/EI$$

$$f_3=3329,64/EI$$

$$f_4=3520,66/EI$$

$$f_5=3644,82/EI$$

$$f_6=3716,45/EI$$

$$f_7=3749,88/EI$$

$$f_8=3759,43/EI$$

10) Calcul des déplacements des portiques :

- Le déplacement de chaque niveau :

$$\Delta_n = \psi_n \times h$$

$$\text{Avec : } E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \cdot \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

- Le déplacement du portique au niveau " i "

$$D_n = \sum_{i=1}^n \Delta_n$$

- La rotation d'un poteau encastré à la base au 1^{er} niveau :

$$E \cdot \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \cdot \sum K_{t1} + 2 \cdot \sum K_{p1}}$$

- La rotation de chaque poteau articulé au 1^{er} niveau :

$$E \cdot \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \cdot \sum K_{t1}}$$

- La rotation d'un poteau des étages courants :

$$E \cdot \theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \cdot \sum K_{tn}}$$

$$\text{Avec : } M_n = T_n \cdot h$$

T_n : Effort tranchant de niveau.

$$K_{tn} : \text{Raideur des poutres } K = \frac{I_{tn}}{L}$$

$$K_{pn} : \text{Raideur des poteaux } K = \frac{I_{pn}}{h}$$

h : Hauteur d'étage.

L : Portée libre de la poutre.

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux qui suivent :

Inertie fictive des portiques « sens Longitudinal » :

Inerties fictives des portique longitudinaux

niveaux	raideurs et moments					rotations et déplacements				flèche	inerties fictives	
	portiques	ΣK_{pn} 10^{-4}	ΣK_{tn} 10^{-4}	M_n	M_{n+1}	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_n$	$D_n = \Sigma \Delta_n$	E_{fn}	I_{en}	ΣI_{en}
8	1-2	0,0012	0,0016	3,06	0,00	80,29	160,58	491,385	1 910,943	3759,43	1,97	7,87
	2-3	0,0012	0,0016	3,06	0,00	77,32	154,64	473,186		3759,43	1,97	
	3-4	0,0012	0,0016	3,06	0,00	77,32	154,64	473,186		3759,43	1,97	
	4-5	0,0012	0,0016	3,06	0,00	77,32	154,64	473,186		3759,43	1,97	
7	1-2	0,0012	0,0016	6,12	3,06	240,87	321,17	982,770	3 821,885	3749,88	0,98	3,92
	2-3	0,0012	0,0016	6,12	3,06	231,95	309,27	946,372		3749,88	0,98	
	3-4	0,0012	0,0016	6,12	3,06	231,95	309,27	946,372		3749,88	0,98	
	4-5	0,0012	0,0016	6,12	3,06	231,95	309,27	946,372		3749,88	0,98	
6	1-2	0,0012	0,0016	9,18	6,12	401,46	476,55	1 458,231	5 764,677	3716,47	0,64	2,58
	2-3	0,0012	0,0016	9,18	6,12	386,59	469,11	1 435,482		3716,47	0,64	
	3-4	0,0012	0,0016	9,18	6,12	386,59	469,11	1 435,482		3716,47	0,64	
	4-5	0,0012	0,0016	9,18	6,12	386,59	469,11	1 435,482		3716,47	0,64	
5	1-2	0,0023	0,0016	12,24	9,18	551,63	630,44	1 929,145	7 716,582	3644,82	0,47	1,89
	2-3	0,0023	0,0016	12,24	9,18	551,63	630,44	1 929,145		3644,82	0,47	
	3-4	0,0023	0,0016	12,24	9,18	551,63	630,44	1 929,145		3644,82	0,47	
	4-5	0,0023	0,0016	12,24	9,18	551,63	630,44	1 929,145		3644,82	0,47	
4	1-2	0,0023	0,0016	15,30	12,24	709,24	788,05	2 411,432	9 645,727	3520,66	0,36	1,46
	2-3	0,0023	0,0016	15,30	12,24	709,24	788,05	2 411,432		3520,66	0,36	
	3-4	0,0023	0,0016	15,30	12,24	709,24	788,05	2 411,432		3520,66	0,36	
	4-5	0,0023	0,0016	15,30	12,24	709,24	788,05	2 411,432		3520,66	0,36	
3	1-2	0,0023	0,0016	18,36	15,30	866,85	945,66	2 893,718	11 574,872	3329,64	0,29	1,15
	2-3	0,0023	0,0016	18,36	15,30	866,85	945,66	2 893,718		3329,64	0,29	

	3-4	0,0023	0,0016	18,36	15,30	866,85	945,66	2 893,718		3329,64	0,29	
	4-5	0,0023	0,0016	18,36	15,30	866,85	945,66	2 893,718		3329,64	0,29	
2	1-2	0,0023	0,0016	21,42	18,36	1 024,46	1 103,27	3 376,004	13 504,018	3057,44	0,23	0,91
	2-3	0,0023	0,0016	21,42	18,36	1 024,46	1 103,27	3 376,004		3057,44	0,23	
	3-4	0,0023	0,0016	21,42	18,36	1 024,46	1 103,27	3 376,004		3057,44	0,23	
	4-5	0,0023	0,0016	21,42	18,36	1 024,46	1 103,27	3 376,004		3057,44	0,23	
1	1-2	0,0039	0,0016	24,48	21,42	1 182,07	1 260,88	3 858,301	15 433,204	2689,73	0,17	0,70
	2-3	0,0039	0,0016	24,48	21,42	1 182,07	1 260,88	3 858,301		2689,73	0,17	
	3-4	0,0039	0,0016	24,48	21,42	1 182,07	1 260,88	3 858,301		2689,73	0,17	
	4-5	0,0039	0,0016	24,48	21,42	1 182,07	1 260,88	3 858,301		2689,73	0,17	
RDC	1-2	0,0039	0,0016	27,54	24,48	1 339,68	1 347,34	4 122,874	16 491,497	2212,19	0,13	0,54
	2-3	0,0039	0,0016	27,54	24,48	1 339,68	1 347,34	4 122,874		2212,19	0,13	
	3-4	0,0039	0,0016	27,54	24,48	1 339,68	1 347,34	4 122,874		2212,19	0,13	
	4-5	0,0039	0,0016	27,54	24,48	1 339,68	1 347,34	4 122,874		2212,19	0,13	
S/SOL	1-2	0,0026	0,0016	32,04	27,54	1 354,99	677,50	3 048,762	12 195,048	1610,48	0,13	0,53
	2-3	0,0026	0,0016	32,04	27,54	1 354,99	677,50	3 048,762		1610,48	0,13	
	3-4	0,0026	0,0016	32,04	27,54	1 354,99	677,50	3 048,762		1610,48	0,13	
	4-5	0,0026	0,0016	32,04	27,54	1 354,99	677,50	3 048,762		1610,48	0,13	

Inerties fictives des portique transversaux

niveaux	raideurs et moments					rotations et déplacements				flèche	inerties fictives	
	portiques	ΣK_{pn} 10^{-4}	ΣK_{tn} 10^{-4}	M_n	M_{n+1}	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_n$	$D_n = \Sigma \Delta_n$	$E f_n$	I_{en}	ΣI_{en}
8	A-B	0,0013	0,0020	3,06	0,00	63,75	127,50	390,151	1 524,027	3759,43	2,47	9,87
	B-C	0,0013	0,0021	3,06	0,00	61,76	123,52	377,959		3759,43	2,47	
	C-D	0,0013	0,0021	3,06	0,00	61,76	123,52	377,959		3759,43	2,47	
	D-E	0,0013	0,0021	3,06	0,00	61,76	123,52	377,959		3759,43	2,47	
7	A-B	0,0013	0,0020	6,12	3,06	191,25	255,00	780,302	3 048,055	3749,88	1,23	4,92
	B-C	0,0013	0,0021	6,12	3,06	185,27	247,03	755,918		3749,88	1,23	
	C-D	0,0013	0,0021	6,12	3,06	185,27	247,03	755,918		3749,88	1,23	
	D-E	0,0013	0,0021	6,12	3,06	185,27	247,03	755,918		3749,88	1,23	
6	A-B	0,0013	0,0020	9,18	6,12	318,75	379,01	1 159,785	4 561,414	3716,47	0,81	3,26
	B-C	0,0013	0,0021	9,18	6,12	308,79	370,55	1 133,876		3716,47	0,81	
	C-D	0,0013	0,0021	9,18	6,12	308,79	370,55	1 133,876		3716,47	0,81	
	D-E	0,0013	0,0021	9,18	6,12	308,79	370,55	1 133,876		3716,47	0,81	
5	A-B	0,0024	0,0020	12,24	9,18	439,28	497,55	1 522,507	6 058,023	3644,82	0,60	2,41
	B-C	0,0024	0,0021	12,24	9,18	432,30	494,06	1 511,839		3644,82	0,60	
	C-D	0,0024	0,0021	12,24	9,18	432,30	494,06	1 511,839		3644,82	0,60	
	D-E	0,0024	0,0021	12,24	9,18	432,30	494,06	1 511,839		3644,82	0,60	
4	A-B	0,0024	0,0021	15,30	12,24	555,82	617,58	1 889,798	7 559,193	3520,66	0,47	1,86
	B-C	0,0024	0,0021	15,30	12,24	555,82	617,58	1 889,798		3520,66	0,47	
	C-D	0,0024	0,0021	15,30	12,24	555,82	617,58	1 889,798		3520,66	0,47	
	D-E	0,0024	0,0021	15,30	12,24	555,82	617,58	1 889,798		3520,66	0,47	
3	A-B	0,0024	0,0021	18,36	15,30	679,34	741,10	2 267,758	8 952,158	3329,64	0,37	1,49
	B-C	0,0024	0,0021	18,36	15,30	679,34	728,15	2 228,133		3329,64	0,37	
	C-D	0,0024	0,0021	18,36	15,30	679,34	728,15	2 228,133		3329,64	0,37	
	D-E	0,0024	0,0021	18,36	15,30	679,34	728,15	2 228,133		3329,64	0,37	
2	A-B	0,0024	0,0021	21,42	18,36	802,85	864,61	2 645,718	10 326,834	3057,44	0,30	1,18
	B-C	0,0024	0,0021	21,42	18,36	776,95	836,72	2 560,372		3057,44	0,30	

	C-D	0,0024	0,0021	21,42	18,36	776,95	836,72	2 560,372		3057,44	0,30	
	D-E	0,0024	0,0021	21,42	18,36	776,95	836,72	2 560,372		3057,44	0,30	
1	A-B	0,0040	0,0021	24,48	21,42	926,37	988,13	3 023,688	11 802,138	2689,73	0,23	0,91
	B-C	0,0040	0,0021	24,48	21,42	896,48	956,26	2 926,150		2689,73	0,23	
	C-D	0,0040	0,0021	24,48	21,42	896,48	956,26	2 926,150		2689,73	0,23	
	D-E	0,0040	0,0021	24,48	21,42	896,48	956,26	2 926,150		2689,73	0,23	
RDC	A-B	0,0040	0,0021	27,54	24,48	1 049,88	1 069,04	3 271,274	12 783,389	2212,19	0,17	0,69
	B-C	0,0040	0,0021	27,54	24,48	1 016,02	1 036,18	3 170,705		2212,19	0,17	
	C-D	0,0040	0,0021	27,54	24,48	1 016,02	1 036,18	3 170,705		2212,19	0,17	
	D-E	0,0040	0,0021	27,54	24,48	1 016,02	1 036,18	3 170,705		2212,19	0,17	
S/SOL	A-B	0,0026	0,0021	32,04	27,54	1 088,19	544,10	2 448,451	9 578,719	1610,48	0,17	0,67
	B-C	0,0026	0,0021	32,04	27,54	1 056,32	528,17	2 376,756		1610,48	0,17	
	C-D	0,0026	0,0021	32,04	27,54	1 056,32	528,17	2 376,756		1610,48	0,17	
	D-E	0,0026	0,0021	32,04	27,54	1 056,32	528,17	2 376,756		1610,48	0,17	

resumé des inerties fictives des portiques:

	S/SOL	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	MOYENNES
SENS LONGITUDINAL	0,53	0,54	0,70	0,91	1,15	1,46	1,89	2,58	3,92	7,87	2,15
SENS TRANSVERSAL	0,67	0,69	0,91	1,18	1,49	1,86	2,41	3,26	4,92	9,87	2,73

Comparaison des inerties des voiles et des portiques***SENS LONGITUDINAL**

	inerties (m⁴)	pourcentage (%)
PORTIQUES	2,15	69,80
VOILES	0,932	30,20
PORTIQUES+VOILES	3,09	100

***SENS TRANSVERSAL**

	inerties (m⁴)	pourcentage (%)
PORTIQUES	2,73	55,52
VOILES	2,18	44,48
PORTIQUES+VOILES	4,91	100

Conclusion :

En examinant les résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons Constaté que les portiques et les voiles travaillent conjointement dans les deux sens Transversal et longitudinal.

- Du fait que l'inertie des portiques dépasse les **25 %** (tel que prévu par le RPA) de L'inertie totale de la structure, cela nous ramène à dire que nous avons un Contreventement mixte avec interaction voile-portique dans les deux sens principaux.
- D'où le coefficient de comportement **R = 5 (tableau 4.3. RPA 99 révisé 2003)**

V-I- Calcul du centre de masse :

Le centre de masse que nous allons noter C, est défini comme étant le barycentre des masses des éléments de toute la structure, il est positionné par rapport à un système d'axes (OXY) fixé arbitrairement. Sa position sera donnée par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i}$$

$$Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : masse de l'élément considéré.

X_i .Y_i : coordonnées du centre de masse dans le système d'axes défini

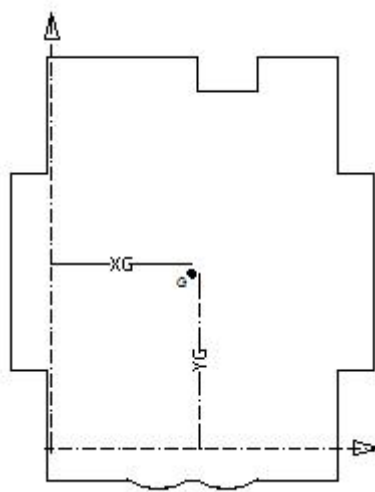


Fig. V-1- Position du centre de masse

1) centre de masse des poutres principales:

Centre de masse des poutres principales (30×40) du S/SOL; RDC et 1er étage :

Files	Travée	ρ (KN/m ³)	Li (m)	S (m ²)	Mi (KN)	Xi (m)	Yi (m)	Mi Xi	Mi Yi
1	A-B	25	3,10	0,12	9,30	0,00	1,75	0,00	16,28
	B-C	25	3,10	0,12	9,30	0,00	5,25	0,00	48,83
	C-D	25	4,10	0,12	12,30	0,00	9,25	0,00	113,78
	D-E	25	3,10	0,12	9,30	0,00	13,25	0,00	123,23
2	A-B	25	3,10	0,12	9,30	3,00	1,75	27,90	16,28
	B-C	25	3,10	0,12	9,30	3,00	5,25	27,90	48,83
	C-D	25	4,10	0,12	12,30	3,00	9,25	36,90	113,78
	D-E	25	3,10	0,12	9,30	3,00	13,25	27,90	123,23
3	A-B	25	3,10	0,12	9,30	6,00	1,75	55,80	16,28
	B-C	25	3,10	0,12	9,30	6,00	5,25	55,80	48,83
	C-D	25	4,10	0,12	12,30	6,00	9,25	73,80	113,78
	D-E	25	3,10	0,12	9,30	6,00	13,25	55,80	123,23
4	A-B	25	3,10	0,12	9,30	9,00	1,75	83,70	16,28
	B-C	25	3,10	0,12	9,30	9,00	5,25	83,70	48,83
	C-D	25	4,10	0,12	12,30	9,00	9,25	110,70	113,78
	D-E	25	3,10	0,12	9,30	9,00	13,25	83,70	123,23
5	A-B	25	3,10	0,12	9,30	12,00	1,75	111,60	16,28
	B-C	25	3,10	0,12	9,30	12,00	5,25	111,60	48,83
	C-D	25	4,10	0,12	12,30	12,00	9,25	147,60	113,78
	D-E	25	3,10	0,12	9,30	12,00	13,25	111,60	123,23
					201,00			1206,00	1510,50

$$X_m = 1206 / 201,00 = \mathbf{6.00 \text{ m}}$$

$$Y_m = 1510,50 / 201,00 = \mathbf{7.51 \text{ m}}$$

Centre de masse des poutres principales (30×40) du 2ème; 3ème; 4ème et 5ème étages :

Files	Travée	ρ (KN/m ³)	Li (m)	S (m ²)	Mi (KN)	Xi (m)	Yi (m)	Mi Xi	Mi Yi
1	A-B	25	3,15	0,12	9,45	0,00	1,75	0,00	16,54
	B-C	25	3,15	0,12	9,45	0,00	5,25	0,00	49,61
	C-D	25	4,15	0,12	12,45	0,00	9,25	0,00	115,16
	D-E	25	3,15	0,12	9,45	0,00	13,25	0,00	125,21
2	A-B	25	3,15	0,12	9,45	3,00	1,75	28,35	16,54
	B-C	25	3,15	0,12	9,45	3,00	5,25	28,35	49,61
	C-D	25	4,15	0,12	12,45	3,00	9,25	37,35	115,16
	D-E	25	3,15	0,12	9,45	3,00	13,25	28,35	125,21
3	A-B	25	3,15	0,12	9,45	6,00	1,75	56,70	16,54
	B-C	25	3,15	0,12	9,45	6,00	5,25	56,70	49,61
	C-D	25	4,15	0,12	12,45	6,00	9,25	74,70	115,16
	D-E	25	3,15	0,12	9,45	6,00	13,25	56,70	125,21
4	A-B	25	3,15	0,12	9,45	9,00	1,75	85,05	16,54
	B-C	25	3,15	0,12	9,45	9,00	5,25	85,05	49,61
	C-D	25	4,15	0,12	12,45	9,00	9,25	112,05	115,16
	D-E	25	3,15	0,12	9,45	9,00	13,25	85,05	125,21
5	A-B	25	3,15	0,12	9,45	12,00	1,75	113,40	16,54
	B-C	25	3,15	0,12	9,45	12,00	5,25	113,40	49,61
	C-D	25	4,15	0,12	12,45	12,00	9,25	149,40	115,16
	D-E	25	3,15	0,12	9,45	12,00	13,25	113,40	125,21
					204,00			1224,00	1532,63

$$X_m = 1224 / 204,00 = \mathbf{6.00 \text{ m}}$$

$$Y_m = 1532,63 / 204,00 = \mathbf{7.51 \text{ m}}$$

Centre de masse des poutres principales (30×40) du 6ème;7ème et 8ème étages :

Files	Travée	ρ (KN/m ³)	Li (m)	S (m ²)	Mi (KN)	Xi (m)	Yi (m)	Mi Xi	Mi Yi
1	A-B	25	3,20	0,12	9,6	0,00	1,75	0,00	16,80
	B-C	25	3,20	0,12	9,6	0,00	5,25	0,00	50,40
	C-D	25	4,20	0,12	12,6	0,00	9,25	0,00	116,55
	D-E	25	3,20	0,12	9,6	0,00	13,25	0,00	127,20
2	A-B	25	3,20	0,12	9,6	3,00	1,75	28,80	16,80
	B-C	25	3,20	0,12	9,6	3,00	5,25	28,80	50,40
	C-D	25	4,20	0,12	12,6	3,00	9,25	37,80	116,55
	D-E	25	3,20	0,12	9,6	3,00	13,25	28,80	127,20
3	A-B	25	3,20	0,12	9,6	6,00	1,75	57,60	16,80
	B-C	25	3,20	0,12	9,6	6,00	5,25	57,60	50,40
	C-D	25	4,20	0,12	12,6	6,00	9,25	75,60	116,55
	D-E	25	3,20	0,12	9,6	6,00	13,25	57,60	127,20
4	A-B	25	3,20	0,12	9,6	9,00	1,75	86,40	16,80
	B-C	25	3,20	0,12	9,6	9,00	5,25	86,40	50,40
	C-D	25	4,20	0,12	12,6	9,00	9,25	113,40	116,55
	D-E	25	3,20	0,12	9,6	9,00	13,25	86,40	127,20
5	A-B	25	3,20	0,12	9,6	12,00	1,75	115,20	16,80
	B-C	25	3,20	0,12	9,6	12,00	5,25	115,20	50,40
	C-D	25	4,20	0,12	12,6	12,00	9,25	151,20	116,55
	D-E	25	3,20	0,12	9,6	12,00	13,25	115,20	127,20
					207,00			1242,00	1554,75

$$X_m = 1242,00 / 207,00 = \mathbf{6,00\ m}$$

$$Y_m = 1554,75 / 207,00 = \mathbf{7,51\ m}$$

2) centre de masse des poutres secondaires:

Centre de masse des poutres secondaires (30×35) du S/SOL; RDC et 1er étage :

Files	Travée	ρ (KN/m ³)	Li (m)	S (m ²)	Mi (KN)	Xi (m)	Yi (m)	Mi Xi	Mi Yi
A	1_2	25	2,60	0,105	6,83	1,50	0,00	10,24	0,00
	2_3	25	2,60	0,105	6,83	4,50	0,00	30,71	0,00
	3_4	25	2,60	0,105	6,83	7,50	0,00	51,19	0,00
	4_5	25	2,60	0,105	6,83	10,50	0,00	71,66	0,00
B	A-B	25	2,60	0,105	6,83	1,50	3,50	10,24	23,89
	B-C	25	2,60	0,105	6,83	4,50	3,50	30,71	23,89
	C-D	25	2,60	0,105	6,83	7,50	3,50	51,19	23,89
	D-E	25	2,60	0,105	6,83	10,50	3,50	71,66	23,89
C	A-B	25	2,60	0,105	6,83	1,50	7,00	10,24	47,78
	B-C	25	2,60	0,105	6,83	4,50	7,00	30,71	47,78
	C-D	25	2,60	0,105	6,83	7,50	7,00	51,19	47,78
	D-E	25	2,60	0,105	6,83	10,50	7,00	71,66	47,78
D	A-B	25	2,60	0,105	6,83	1,50	11,50	10,24	78,49
	B-C	25	2,60	0,105	6,83	4,50	11,50	30,71	78,49
	C-D	25	2,60	0,105	6,83	7,50	11,50	51,19	78,49
	D-E	25	2,60	0,105	6,83	10,50	11,50	71,66	78,49
E	A-B	25	2,60	0,105	6,83	1,50	15,00	10,24	102,38
	B-C	25	2,60	0,105	6,83	4,50	15,00	30,71	102,38
	C-D	25	2,60	0,105	6,83	7,50	15,00	51,19	102,38
	D-E	25	2,60	0,105	6,83	10,50	15,00	71,66	102,38
					136,50			819,00	1010,10

$$X_m = 819,00 / 136,50 = \mathbf{6.00 \text{ m}}$$

$$Y_m = 1010,10 / 136,50 = \mathbf{7.40 \text{ m}}$$

Centre de masse des poutres secondaires (30×35) du 2ème; 3ème; 4ème et 5ème étages :

Files	Travée	ρ (KN/m ³)	Li (m)	S (m ²)	Mi (KN)	Xi (m)	Yi (m)	Mi Xi	Mi Yi
1	A-B	25	2,65	0,105	6,956	1,50	0,00	10,43	0,00
	B-C	25	2,65	0,105	6,956	4,50	0,00	31,30	0,00
	C-D	25	2,65	0,105	6,956	7,50	0,00	52,17	0,00
	D-E	25	2,65	0,105	6,956	10,50	0,00	73,04	0,00
2	A-B	25	2,65	0,105	6,956	1,50	3,50	10,43	24,35
	B-C	25	2,65	0,105	6,956	4,50	3,50	31,30	24,35
	C-D	25	2,65	0,105	6,956	7,50	3,50	52,17	24,35
	D-E	25	2,65	0,105	6,956	10,50	3,50	73,04	24,35
3	A-B	25	2,65	0,105	6,956	1,50	7,00	10,43	48,69
	B-C	25	2,65	0,105	6,956	4,50	7,00	31,30	48,69
	C-D	25	2,65	0,105	6,956	7,50	7,00	52,17	48,69
	D-E	25	2,65	0,105	6,956	10,50	7,00	73,04	48,69
4	A-B	25	2,65	0,105	6,956	1,50	11,50	10,43	80,00
	B-C	25	2,65	0,105	6,956	4,50	11,50	31,30	80,00
	C-D	25	2,65	0,105	6,956	7,50	11,50	52,17	80,00
	D-E	25	2,65	0,105	6,956	10,50	11,50	73,04	80,00
5	A-B	25	2,65	0,105	6,956	1,50	15,00	10,43	104,34
	B-C	25	2,65	0,105	6,956	4,50	15,00	31,30	104,34
	C-D	25	2,65	0,105	6,956	7,50	15,00	52,17	104,34
	D-E	25	2,65	0,105	6,956	10,50	15,00	73,04	104,34
					139,13			834,75	1029,53

$$X_m = 834,75 / 139,13 = 6.00 \text{ m}$$

$$Y_m = 1029,53 / 139,13 = 7.40 \text{ m}$$

Centre de masse des poutres secondaires (30×35) du 6ème;7ème et 8ème étages :

Files	Travée	ρ (KN/m ³)	Li (m)	S (m ²)	Mi (KN)	Xi (m)	Yi (m)	Mi Xi	Mi Yi
1	A-B	25	2,70	0,105	7,0875	1,50	0,00	10,63	0,00
	B-C	25	2,70	0,105	7,0875	4,50	0,00	31,89	0,00
	C-D	25	2,70	0,105	7,0875	7,50	0,00	53,16	0,00
	D-E	25	2,70	0,105	7,0875	10,50	0,00	74,42	0,00
2	A-B	25	2,70	0,105	7,0875	1,50	3,50	10,63	24,81
	B-C	25	2,70	0,105	7,0875	4,50	3,50	31,89	24,81
	C-D	25	2,70	0,105	7,0875	7,50	3,50	53,16	24,81
	D-E	25	2,70	0,105	7,0875	10,50	3,50	74,42	24,81
3	A-B	25	2,70	0,105	7,0875	1,50	7,00	10,63	49,61
	B-C	25	2,70	0,105	7,0875	4,50	7,00	31,89	49,61
	C-D	25	2,70	0,105	7,0875	7,50	7,00	53,16	49,61
	D-E	25	2,70	0,105	7,0875	10,50	7,00	74,42	49,61
4	A-B	25	2,70	0,105	7,0875	1,50	11,50	10,63	81,51
	B-C	25	2,70	0,105	7,0875	4,50	11,50	31,89	81,51
	C-D	25	2,70	0,105	7,0875	7,50	11,50	53,16	81,51
	D-E	25	2,70	0,105	7,0875	10,50	11,50	74,42	81,51
5	A-B	25	2,70	0,105	7,0875	1,50	15,00	10,63	106,31
	B-C	25	2,70	0,105	7,0875	4,50	15,00	31,89	106,31
	C-D	25	2,70	0,105	7,0875	7,50	15,00	53,16	106,31
	D-E	25	2,70	0,105	7,0875	10,50	15,00	74,42	106,31
					141,75			850,50	1048,95

$$X_m = 850,50 / 141,75 = \mathbf{6.00 \text{ m}}$$

$$Y_m = 1048,95 / 141,75 = \mathbf{7.40 \text{ m}}$$

3) centre de masse des poteaux:**Centre de masse des poteaux du S/SOL :**

Portiques	Poteaux	Section	S (m ²)	Mi (KN)	Xi (m)	Yi (m)	Mi Xi	Mi Yi
1	A	40x40	0,16	18,000	0,00	0,00	0,00	0,00
	B	40x40	0,16	18,000	0,00	3,50	0,00	63,00
	C	40x40	0,16	18,000	0,00	7,00	0,00	126,00
	D	40x40	0,16	18,000	0,00	11,50	0,00	207,00
	E	40x40	0,16	18,000	0,00	15,00	0,00	270,00
2	A	40x40	0,16	18,000	3,00	0,00	54,00	0,00
	B	40x40	0,16	18,000	3,00	3,50	54,00	63,00
	C	40x40	0,16	18,000	3,00	7,00	54,00	126,00
	D	40x40	0,16	18,000	3,00	11,50	54,00	207,00
	E	40x40	0,16	18,000	3,00	15,00	54,00	270,00
3	A	40x40	0,16	18,000	6,00	0,00	108,00	0,00
	B	40x40	0,16	18,000	6,00	3,50	108,00	63,00
	C	40x40	0,16	18,000	6,00	7,00	108,00	126,00
	D	40x40	0,16	18,000	6,00	11,50	108,00	207,00
	E	40x40	0,16	18,000	6,00	15,00	108,00	270,00
4	A	40x40	0,16	18,000	9,00	0,00	162,00	0,00
	B	40x40	0,16	18,000	9,00	3,50	162,00	63,00
	C	40x40	0,16	18,000	9,00	7,00	162,00	126,00
	D	40x40	0,16	18,000	9,00	11,50	162,00	207,00
	E	40x40	0,16	18,000	9,00	15,00	162,00	270,00
5	A	40x40	0,16	18,000	12,00	0,00	216,00	0,00
	B	40x40	0,16	18,000	12,00	3,50	216,00	63,00
	C	40x40	0,16	18,000	12,00	7,00	216,00	126,00
	D	40x40	0,16	18,000	12,00	11,50	216,00	207,00
	E	40x40	0,16	18,000	12,00	15,00	216,00	270,00
				450,00			2700,00	3330,00

$$X_m = 2700,00 / 450,00 = 6,00 \text{ m}$$

$$Y_m = 3330,00 / 450,00 = 7.40 \text{ m}$$

Centre de masse des poteaux du RDC et 1er étage :

Portiques	Poteaux	Section	S (m ²)	Mi (KN)	Xi (m)	Yi (m)	Mi Xi	Mi Yi
1	A	40x40	0,16	12,240	0,00	0,00	0,00	0,00
	B	40x40	0,16	12,240	0,00	3,50	0,00	42,84
	C	40x40	0,16	12,240	0,00	7,00	0,00	85,68
	D	40x40	0,16	12,240	0,00	11,50	0,00	140,76
	E	40x40	0,16	12,240	0,00	15,00	0,00	183,60
2	A	40x40	0,16	12,240	3,00	0,00	36,72	0,00
	B	40x40	0,16	12,240	3,00	3,50	36,72	42,84
	C	40x40	0,16	12,240	3,00	7,00	36,72	85,68
	D	40x40	0,16	12,240	3,00	11,50	36,72	140,76
	E	40x40	0,16	12,240	3,00	15,00	36,72	183,60
3	A	40x40	0,16	12,240	6,00	0,00	73,44	0,00
	B	40x40	0,16	12,240	6,00	3,50	73,44	42,84
	C	40x40	0,16	12,240	6,00	7,00	73,44	85,68
	D	40x40	0,16	12,240	6,00	11,50	73,44	140,76
	E	40x40	0,16	12,240	6,00	15,00	73,44	183,60
4	A	40x40	0,16	12,240	9,00	0,00	110,16	0,00
	B	40x40	0,16	12,240	9,00	3,50	110,16	42,84
	C	40x40	0,16	12,240	9,00	7,00	110,16	85,68
	D	40x40	0,16	12,240	9,00	11,50	110,16	140,76
	E	40x40	0,16	12,240	9,00	15,00	110,16	183,60
5	A	40x40	0,16	12,240	12,00	0,00	146,88	0,00
	B	40x40	0,16	12,240	12,00	3,50	146,88	42,84
	C	40x40	0,16	12,240	12,00	7,00	146,88	85,68
	D	40x40	0,16	12,240	12,00	11,50	146,88	140,76
	E	40x40	0,16	12,240	12,00	15,00	146,88	183,60
				306,00			1836,00	2264,40

$$X_m = 1836,00 / 306,00 = \mathbf{6,00 \text{ m}}$$

$$Y_m = 2264,40 / 306,00 = \mathbf{7.40 \text{ m}}$$

Centre de masse des poteaux du 2ème; 3ème; 4ème et 5 étages :

Portiques	Poteaux	Section	S (m ²)	Mi (KN)	Xi (m)	Yi (m)	Mi Xi	Mi Yi
1	A	35x35	0,1225	9,371	0,00	0,00	0,00	0,00
	B	35x35	0,1225	9,371	0,00	3,50	0,00	32,80
	C	35x35	0,1225	9,371	0,00	7,00	0,00	65,60
	D	35x35	0,1225	9,371	0,00	11,50	0,00	107,77
	E	35x35	0,1225	9,371	0,00	15,00	0,00	140,57
2	A	35x35	0,1225	9,371	3,00	0,00	28,11	0,00
	B	35x35	0,1225	9,371	3,00	3,50	28,11	32,80
	C	35x35	0,1225	9,371	3,00	7,00	28,11	65,60
	D	35x35	0,1225	9,371	3,00	11,50	28,11	107,77
	E	35x35	0,1225	9,371	3,00	15,00	28,11	140,57
3	A	35x35	0,1225	9,371	6,00	0,00	56,23	0,00
	B	35x35	0,1225	9,371	6,00	3,50	56,23	32,80
	C	35x35	0,1225	9,371	6,00	7,00	56,23	65,60
	D	35x35	0,1225	9,371	6,00	11,50	56,23	107,77
	E	35x35	0,1225	9,371	6,00	15,00	56,23	140,57
4	A	35x35	0,1225	9,371	9,00	0,00	84,34	0,00
	B	35x35	0,1225	9,371	9,00	3,50	84,34	32,80
	C	35x35	0,1225	9,371	9,00	7,00	84,34	65,60
	D	35x35	0,1225	9,371	9,00	11,50	84,34	107,77
	E	35x35	0,1225	9,371	9,00	15,00	84,34	140,57
5	A	35x35	0,1225	9,371	12,00	0,00	112,46	0,00
	B	35x35	0,1225	9,371	12,00	3,50	112,46	32,80
	C	35x35	0,1225	9,371	12,00	7,00	112,46	65,60
	D	35x35	0,1225	9,371	12,00	11,50	112,46	107,77
	E	35x35	0,1225	9,371	12,00	15,00	112,46	140,57
				234,28			1405,69	1733,68

$$X_m = 1405,69 / 234,28 = \mathbf{6,00\ m}$$

$$Y_m = 1733,68 / 234,28 = \mathbf{7,40\ m}$$

Centre de masse des poteaux du 6ème; 7ème et 8 étages :

Portiques	Poteaux	Section	S (m ²)	Mi (KN)	Xi (m)	Yi (m)	Mi Xi	Mi Yi
1	A	30x30	0,09	6,885	0,00	0,00	0,00	0,00
	B	30x30	0,09	6,885	0,00	3,50	0,00	24,10
	C	30x30	0,09	6,885	0,00	7,00	0,00	48,20
	D	30x30	0,09	6,885	0,00	11,50	0,00	79,18
	E	30x30	0,09	6,885	0,00	15,00	0,00	103,28
2	A	30x30	0,09	6,885	3,00	0,00	20,66	0,00
	B	30x30	0,09	6,885	3,00	3,50	20,66	24,10
	C	30x30	0,09	6,885	3,00	7,00	20,66	48,20
	D	30x30	0,09	6,885	3,00	11,50	20,66	79,18
	E	30x30	0,09	6,885	3,00	15,00	20,66	103,28
3	A	30x30	0,09	6,885	6,00	0,00	41,31	0,00
	B	30x30	0,09	6,885	6,00	3,50	41,31	24,10
	C	30x30	0,09	6,885	6,00	7,00	41,31	48,20
	D	30x30	0,09	6,885	6,00	11,50	41,31	79,18
	E	30x30	0,09	6,885	6,00	15,00	41,31	103,28
4	A	30x30	0,09	6,885	9,00	0,00	61,97	0,00
	B	30x30	0,09	6,885	9,00	3,50	61,97	24,10
	C	30x30	0,09	6,885	9,00	7,00	61,97	48,20
	D	30x30	0,09	6,885	9,00	11,50	61,97	79,18
	E	30x30	0,09	6,885	9,00	15,00	61,97	103,28
5	A	30x30	0,09	6,885	12,00	0,00	82,62	0,00
	B	30x30	0,09	6,885	12,00	3,50	82,62	24,10
	C	30x30	0,09	6,885	12,00	7,00	82,62	48,20
	D	30x30	0,09	6,885	12,00	11,50	82,62	79,18
	E	30x30	0,09	6,885	12,00	15,00	82,62	103,28
				172,13			1032,75	1273,73

$$X_m = 1032,75 / 172,13 = 6,00 \text{ m}$$

$$Y_m = 1273,73 / 172,13 = 7,40 \text{ m}$$

4) centre de masse des voiles:**Centre de masse des voiles niveaux
S/SOL**

Voiles	Li (m)	e (m)	h (m)	Mi (KN)	Xi (m)	Yi (m)	Mi Xi (KNm)	Mi Yi (KNm)
VL1	1,40	0,20	4,10	28,70	0,85	0,05	24,40	1,44
VL2	1,40	0,20	4,10	28,70	0,85	3,45	24,40	99,02
VL3	1,65	0,20	4,10	33,83	0,98	11,45	33,15	387,30
VL4	1,40	0,20	4,10	28,70	0,85	15,05	24,40	431,94
VL5	1,65	0,20	4,10	33,83	5,03	0,05	170,14	1,69
VL6	1,40	0,20	4,10	28,70	5,15	11,45	147,81	328,62
VL7	2,00	0,20	4,10	41,00	4,93	15,05	202,13	617,05
VL8	1,65	0,20	4,10	33,83	6,97	0,05	235,76	1,69
VL9	1,40	0,20	4,10	28,70	6,85	3,45	196,60	99,02
VL10	2,00	0,20	4,10	41,00	7,08	15,05	290,28	617,05
VL11	1,40	0,20	4,10	28,70	11,15	0,05	320,01	1,44
VL12	1,40	0,20	4,10	28,70	11,15	3,45	320,01	99,02
VL13	1,65	0,20	4,10	33,83	11,03	11,45	373,09	387,30
VL14	1,40	0,20	4,10	28,70	11,15	15,05	320,01	431,94
VT1	3,20	0,20	4,10	65,60	0,05	1,75	3,28	114,80
VT2	3,20	0,20	4,10	65,60	0,05	13,25	3,28	869,20
VT3	3,20	0,20	4,10	65,60	12,05	1,75	790,48	114,80
VT4	3,20	0,20	4,10	65,60	12,05	13,25	790,48	869,20
				709,30			4269,67	5472,48

$$X_m = 4269,67/709,30 = \mathbf{6,02\ m}$$

$$Y_m = 5472,48/709,30 = \mathbf{7,72\ m}$$

Centre de masse des voiles niveaux RDC ET ETAGES
COURANTS:

Voiles	Li (m)	e (m)	h (m)	Mi (KN)	Xi (m)	Yi (m)	Mi Xi(KNm)	Mi Yi(KNm)
VL1	1,40	0,20	2,66	18,62	0,85	0,05	15,83	0,93
VL2	1,40	0,20	2,66	18,62	0,85	3,45	15,83	64,24
VL3	1,65	0,20	2,66	21,95	0,98	11,45	21,51	251,27
VL4	1,40	0,20	2,66	18,62	0,85	15,05	15,83	280,23
VL5	1,65	0,20	2,66	21,95	5,03	0,05	110,38	1,10
VL6	1,40	0,20	2,66	18,62	5,15	11,45	95,89	213,20
VL7	2,00	0,20	2,66	26,60	4,93	15,05	131,14	400,33
VL8	1,65	0,20	2,66	21,95	6,97	0,05	152,96	1,10
VL9	1,40	0,20	2,66	18,62	6,85	3,45	127,55	64,24
VL10	2,00	0,20	2,66	26,60	7,08	15,05	188,33	400,33
VL11	1,40	0,20	2,66	18,62	11,15	0,05	207,61	0,93
VL12	1,40	0,20	2,66	18,62	11,15	3,45	207,61	64,24
VL13	1,65	0,20	2,66	21,95	11,03	11,45	242,05	251,27
VL14	1,40	0,20	2,66	18,62	11,15	15,05	207,61	280,23
VT1	3,20	0,20	2,66	42,56	0,05	1,75	2,13	74,48
VT2	3,20	0,20	2,66	42,56	0,05	13,25	2,13	563,92
VT3	3,20	0,20	2,66	42,56	12,05	1,75	512,85	74,48
VT4	3,20	0,20	2,66	42,56	12,05	13,25	512,85	563,92
				460,18			2770,08	3550,44

$$X_m = 2770,08 / 460,18 = \mathbf{6,02 \text{ m}}$$

$$Y_m = 3550,44 / 460,18 = \mathbf{7,72 \text{ m}}$$

5) centre de masse des planchers:**Centre de masse du plancher S/SOL :**

Panneaux	Si (m²)	Gi	0.2Qi	Wi	Mi(KN)	Xi (m)	Yi(m)	Mi Xi(KNm)	Mi Yi(KNm)
3	8,64	5,40	0,50	5,9	50,98	1,50	13,25	76,46	675,43
4	8,64	5,40	0,50	5,9	50,98	4,50	13,25	229,39	675,43
6	8,64	5,40	0,50	5,9	50,98	10,50	13,25	535,25	675,43
8	11,34	5,40	0,50	5,9	66,91	1,50	9,25	100,36	618,88
9	11,34	5,40	0,50	5,9	66,91	4,50	9,25	301,08	618,88
10	11,34	5,40	0,50	5,9	66,91	7,50	9,25	501,80	618,88
11	11,34	5,40	0,50	5,9	66,91	10,50	9,25	702,51	618,88
14	8,64	5,40	0,50	5,9	50,98	1,50	5,25	76,46	267,62
15	8,64	5,40	0,50	5,9	50,98	4,50	5,25	229,39	267,62
16	8,64	5,40	0,50	5,9	50,98	7,50	5,25	382,32	267,62
17	8,64	5,40	0,50	5,9	50,98	10,50	5,25	535,25	267,62
19	2,70	5,40	0,50	5,9	15,93	1,50	2,80	23,90	44,60
21	2,70	5,40	0,50	5,9	15,93	7,50	2,80	119,48	44,60
22	2,70	5,40	0,50	5,9	15,93	10,50	2,80	167,27	44,60
					672,25			3980,91	5706,13

$$X_m = 3980,91 / 672,25 = \mathbf{5,92m}$$

$$Y_m = 5706,13 / 672,25 = \mathbf{8,49 m}$$

Centre de masse des planchers RDC - étages courants :

Panneaux	Si (m²)	Gi	0.2Qi	Wi	Mi(KN)	Xi (m)	Yi(m)	Mi Xi(KNm)	Mi Yi(KNm)
1	3,24	5,40	0,30	5,7	18,47	1,50	15,88	27,70	293,27
2	3,24	5,40	0,30	5,7	18,47	10,50	15,88	193,91	293,27
3	8,64	5,40	0,30	5,7	49,25	1,50	13,25	73,87	652,54
4	8,64	5,40	0,30	5,7	49,25	4,50	13,25	221,62	652,54
6	8,64	5,40	0,30	5,7	49,25	10,50	13,25	517,10	652,54
7	5,46	5,40	0,30	5,7	31,12	0,93	9,25	28,94	287,88
8	11,34	5,40	0,30	5,7	64,64	1,50	9,25	96,96	597,90
9	11,34	5,40	0,30	5,7	64,64	4,50	9,25	290,87	597,90
10	11,34	5,40	0,30	5,7	64,64	7,50	9,25	484,79	597,90
11	11,34	5,40	0,30	5,7	64,64	10,50	9,25	678,70	597,90
12	5,46	5,40	0,30	5,7	31,12	12,80	9,25	398,36	287,88
13	4,16	5,40	0,30	5,7	23,71	0,93	5,25	22,05	124,49
14	8,64	5,40	0,30	5,7	49,25	1,50	5,25	73,87	258,55
15	8,64	5,40	0,30	5,7	49,25	4,50	5,25	221,62	258,55
16	8,64	5,40	0,30	5,7	49,25	7,50	5,25	369,36	258,55
17	8,64	5,40	0,30	5,7	49,25	10,50	5,25	517,10	258,55
18	4,16	5,40	0,30	5,7	23,71	12,80	5,25	303,51	124,49
19	8,64	5,40	0,30	5,7	49,25	1,50	1,75	73,87	86,18
21	8,64	5,40	0,30	5,7	49,25	7,50	1,75	369,36	86,18
22	8,64	5,40	0,30	5,7	49,25	10,50	1,75	517,10	86,18
23	2,7	5,40	0,30	5,7	15,39	1,50	0,65	23,09	10,00
24	4,12	5,40	0,30	5,7	23,48	4,50	0,74	105,68	17,38
25	4,12	5,40	0,30	5,7	23,48	7,50	0,74	176,13	17,38
26	2,7	5,40	0,30	5,7	15,39	10,50	0,65	161,60	10,00
					975,38			5947,17	7108,01

$$X_m = 5947,17 / 975,38 = \mathbf{6,10 \text{ m}}$$

$$Y_m = 7108,01 / 975,38 = \mathbf{7,29 \text{ m}}$$

Centre de masse du plancher terrasse :

Panneaux	Si (m²)	Gi	0.2Qi	Wi	Mi(KN)	Xi (m)	Yi(m)	Mi Xi(KNm)	Mi Yi(KNm)
1	3,24	5,94	0,2	6,14	19,89	1,50	15,88	29,84	315,91
2	3,24	5,94	0,2	6,14	19,89	10,50	15,88	208,88	315,91
3	8,64	5,94	0,2	6,14	53,05	1,50	13,25	79,57	702,91
4	8,64	5,94	0,2	6,14	53,05	4,50	13,25	238,72	702,91
5	8,64	5,94	0,2	6,14	53,05	7,50	13,25	397,87	702,91
6	8,64	5,94	0,2	6,14	53,05	10,50	13,25	557,02	702,91
7	5,46	5,94	0,2	6,14	33,52	0,93	9,25	31,18	310,10
8	11,34	5,94	0,2	6,14	69,63	1,50	9,25	104,44	644,06
9	11,34	5,94	0,2	6,14	69,63	4,50	9,25	313,32	644,06
10	11,34	5,94	0,2	6,14	69,63	7,50	9,25	522,21	644,06
11	11,34	5,94	0,2	6,14	69,63	10,50	9,25	731,09	644,06
12	5,46	5,94	0,2	6,14	33,52	12,80	9,25	429,11	310,10
13	4,16	5,94	0,2	6,14	25,54	0,93	5,25	23,75	134,10
14	8,64	5,94	0,2	6,14	53,05	1,50	5,25	79,57	278,51
15	8,64	5,94	0,2	6,14	53,05	4,50	5,25	238,72	278,51
16	8,64	5,94	0,2	6,14	53,05	7,50	5,25	397,87	278,51
17	8,64	5,94	0,2	6,14	53,05	10,50	5,25	557,02	278,51
18	4,16	5,94	0,2	6,14	25,54	12,80	5,25	326,94	134,10
19	8,64	5,94	0,2	6,14	53,05	1,50	1,75	79,57	92,84
20	8,64	5,94	0,2	6,14	53,05	4,50	1,75	238,72	92,84
21	8,64	5,94	0,2	6,14	53,05	7,50	1,75	397,87	92,84
22	8,64	5,94	0,2	6,14	53,05	10,50	1,75	557,02	92,84
23	2,7	5,94	0,2	6,14	16,58	1,50	0,65	24,87	10,78
24	4,12	5,94	0,2	6,14	25,30	4,50	0,74	113,84	18,72
25	4,12	5,94	0,2	6,14	25,30	7,50	0,74	189,73	18,72
26	2,7	5,94	0,2	6,14	16,58	10,50	0,65	174,07	10,78
					1156,78			7042,84	8452,45

$$X_m = 7042,84 / 1156,78 = \mathbf{6,09m}$$

$$Y_m = 8452,45 / 1156,78 = \mathbf{7.31m}$$

RECAPITULATIF:*1-coordonnées du centre de masse niveau
s/sol:**

éléments	Mi(KN)	Xi(m)	Yi(m)	Mi Xi (KNm)	Mi Yi (KNm)
poteaux	450,00	6,00	7,40	2700,00	3330,00
poutres principales	201,00	6,00	7,51	1206,00	1510,50
poutres secondaires	136,50	6,00	7,40	819,00	1010,10
voiles	709,30	6,02	7,72	4269,67	5472,48
planchers	672,25	5,92	8,49	3980,91	5706,13
	2169,05			12975,58	17029,20

$$X_m = 12975,58/2169,05 = 5,98 \text{ m}$$

$$Y_m = 17029,20/2169,05 = 7,85 \text{ m}$$

2-coordonnées du centre de masse niveau RDC - ETAGE 01:

éléments	Mi(KN)	Xi(m)	Yi(m)	Mi Xi (KNm)	Mi Yi (KNm)
poteaux	306,00	6,00	7,4	1836,00	2264,40
poutres principales	201,00	6,00	7,51	1206,00	1510,50
poutres secondaires	136,50	6,00	7,40	819,00	1010,10
voiles	460,18	6,02	7,72	2770,08	3550,44
planchers	975,38	6,10	7,29	5947,17	7108,01
	2079,06			12578,24	15443,45

$$X_m = 12578,24/2079,06 = 6,05 \text{ m}$$

$$Y_m = 15443,45/2079,06 = 7,43 \text{ m}$$

3-coordonnées du centre de masse ETACES 2-3-4-5:

elements	Mi(KN)	Xi(m)	Yi(m)	Mi Xi (KNm)	Mi Yi (KNm)
poteaux	234,28	6,00	7,40	1405,69	1733,68
poutres principales	204,00	6,00	7,51	1224,00	1532,63
poutres secondaires	139,13	6,00	7,40	834,75	1029,53
voiles	460,18	6,02	7,72	2770,08	3550,44
planchers	975,38	6,10	7,29	5947,17	7108,01
	2012,97			12181,68	14954,28

$$X_m = 12181,68/2012,97 = 6,05 \text{ m}$$

$$Y_m = 14954,28/2012,97 = 7,43 \text{ m}$$

4-coordonnées du centre de masse ETAGES 6-7 :

éléments	Mi(KN)	Xi(m)	Yi(m)	Mi Xi (KNm)	Mi Yi (KNm)
poteaux	172,13	6,00	7,40	1032,75	1273,73
poutres principales	207,00	6,00	7,51	1242,00	1554,75
poutres secondaires	141,75	6,00	7,40	850,50	1048,95
voiles	460,18	6,02	7,72	2770,08	3550,44
planchers	975,38	6,10	7,29	5947,17	7108,01
	1956,44			11842,49	14535,87

$$X_m = 11842,49/1956,44 = 6,05\text{m}$$

$$Y_m = 14535,87/1956,44 = 7,43\text{ m}$$

5-coordonnées du centre de masse ETAGES 8 (terrasse) :

éléments	Mi(KN)	Xi(m)	Yi(m)	Mi Xi (KNm)	Mi Yi (KNm)
poteaux	172,13	6,00	7,40	1032,75	1273,73
poutres principales	207,00	6,00	7,51	1242,00	1554,75
poutres secondaires	141,75	6,00	7,40	850,50	1048,95
voiles	460,18	6,02	7,72	2770,08	3550,44
planchers	1156,78	6,09	7,31	7042,84	8452,45
	2137,83			12938,17	15880,31

$$X_m = 12938,17/2137,83 = 6,05\text{m}$$

$$Y_m = 15880,31/2137,83 = 7,43\text{ m}$$

VI-1- Logiciel utilisé pour la modélisation « ETABS » (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems) :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les modes de vibration.....etc.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés **non-linéaires** des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations. En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000).

VI-4- Manuel d'utilisation du logiciel ETABS : L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail on va utiliser la Version 9.6

Les étapes de modélisation sont :

- Introduction de la géométrie de modèle (trame, hauteur d'étage).
- Spécification des propriétés mécanique de l'acier et du béton.
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles).
- Définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E)
- Définition du séisme.
- Introduction des combinaisons d'actions.
- Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- Exécution de l'analyse et visualisation des résultats.
- **Etape 1 : introduction de la géométrie de modèle (trames, hauteurs d'étages)**

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

-**Choix d'unités :**

-**Géométrie de base :**

Cette option nous permet d'introduire :

- Le nombre de portique suivant x-x (Dans notre cas nous avons 05 lignes suivant x-x) .
- Le nombre de portique suivant y-y (Dans notre cas nous avons 05 lignes suivant y-y).
- Le nombre d'étages (10 niveaux : R+8+s/sol).

Nous allons procéder à la modification des longueurs des trames et des hauteurs d'étages.

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une à 2D, l'autre en 3D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z.**

- **Etape 2: spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton:**

- Define** →  **Material Properties** → **CONC** → **Modify/show material**
- **Masse per unit volume** (masse volumique du béton)
- **Weight per unit volume** (Poids volumique du béton)
- **Modulus of Elasticity** (Module de Young)
- **Specified concrete comp strenght** (contrainte max du béton à la compression)
- **Bending Reinf, Yield Stress** (contrainte max des aciers longitudinaux)
- **Shear Reinf, Tield Stress** (contrainte max des aciers)

- **Etape 3: spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutre, voiles...)**
- **Définition des poteaux et poutres :**

Define →  **Frame section** → **Add rectangulaire** (car les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).

Introduire les dimensions de la poutre choisir le béton et la couleur → **Reinforcement** → **Beam** introduire la valeur de recouvrement des barres 0.035

Pour les poteaux c'est la même étape sauf qu'on va choisir **Colum** au lieu de **Beam**

- **Définition des voiles, dalles plaines et planchers :**

Les voiles:

Define →  **Wall/slab/deck section** → **Wall** → **modify show section** et on spécifie le nom et l'épaisseur de notre voile.

Les dalles plaines:

Define →  **Wall/slab/deck section** → **Slab** → **Modify Show Section** et on spécifie le nom et l'épaisseur de la dalle.

Les planchers (poutrelles):

Define →  **Frame section** → **add Tee**

- **Etape 4 : Dessiner les éléments de la structure**

Dessiner les poteaux:

Draw → **Draw line objects** →  **Create columns in region or at clicks (plan)** → choisir le nom de poteau, angle 0° (un simple clique sur le point et le Poteau sera dessiné)

Nota : Dans le cas les poteaux inclinés (à 45° par exemple), on va choisir l'angle 45° .

Dessiner les poutres:

Draw → **Draw line Objects** →  **create line in region or at clicks (plan, elev,3D)** choisir le nom des poutres exemple PP(30x40) → dessiner sur l'axe considéré.

Pour copier les éléments à un autre étage identique :

Edit → **Replicate** → **Story** → cocher les étages identique → **Ok.**

Dessiner les voiles :

Draw → **Draw area Objects** →  **create wall in region or at clicks (plan)** → Simple clique sur l'axe considéré le voile sera dessiné

Si on veut donner une longueur pour le voile :

Draw → **Draw area Objects** →  **draw wall (plan)** → introduire la longueur du voile et dessiner.

Dessiner les dalles plaines:

Draw → **Draw area Objects** →  **Draw Area (plan, elev,3D)** →

Dessiner les planchers:

Draw → **Draw line object** →  **Create Secondary Beams Region or at Clicks(plan)**

Encastrement de la base:

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis) pour la structure modélisée.

Sélectionner la base de la structure →  → cocher l'encastrement → **ok.**

On obtient le schéma final de la structure :

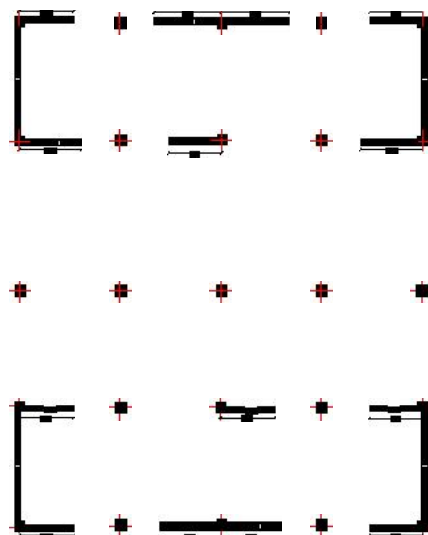


Fig. VI-1- POSITION DES VOILES DE CONTREVENTEMENT.

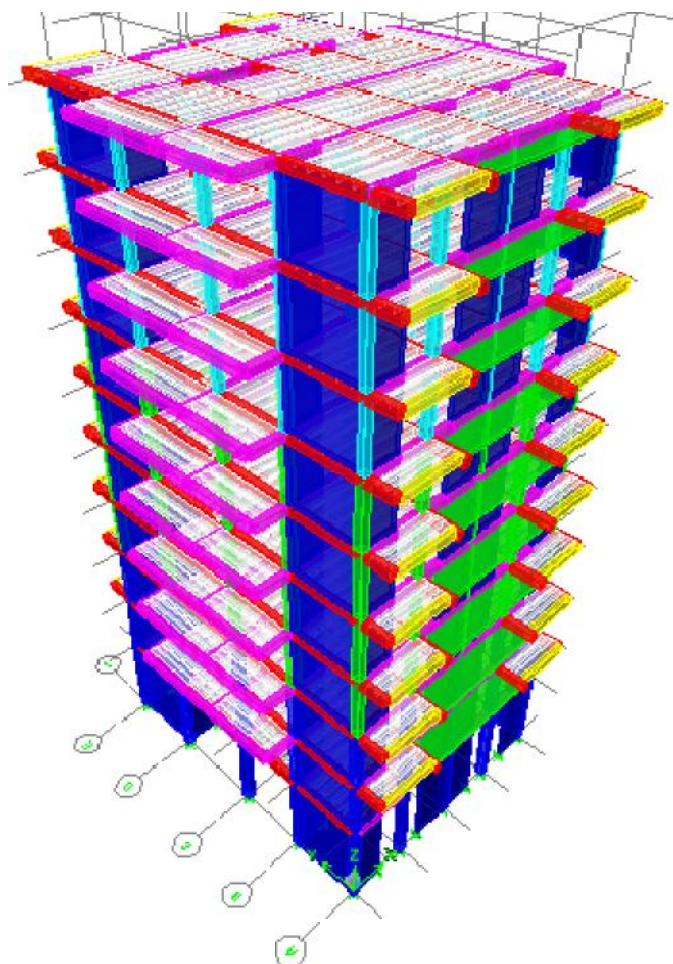


Fig. VI-2- VUE DE LA STRUCTURE EN 3D.

Etape 05 : Définition des charges (G, Q) et chargement de la structure :**a- Charges G et Q :**

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et des surcharges d'exploitation (Q)

Charges permanentes : Load Name (Nom de la charge): G

Type : DEAD (permanente)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : 1

Surcharges d'exploitation : Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type: LIVE (exploitation)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre): **0**

Define →  **Static load cases** → **Dead modify load** → écrire: **G**
Live modify load → écrire: **Q**

b- chargement de la structure :

Les dalles pleines : $g = G_{dp} - (\text{ép dalle} \times 25) = 5.23 - (0.15 \times 25) = \mathbf{1.48KN/m^2}$
 $q = 3.5KN/m^2$

Plancher terrasse : $g = G_{ter} \times 0.65 - (\text{ép poutrelle} \times 25) = 5.94 \times 0.65 - (0.045 \times 25) = \mathbf{2.74KN/ml}$
 $q = Q_{ter} \times 0.65 = 1 \times 0.65 = \mathbf{0.65KN/ml}$

Plancher RDC- étages courants : $g = G_{ec} \times 0.65 - (\text{ép poutrelle} \times 25) = 5.40 \times 0.65 - (0.045 \times 25) = \mathbf{2.38KN/ml}$
 $q = Q_{ec} \times 0.65 = 1.5 \times 0.65 = \mathbf{0.97N/ml}$

Plancher S/sol : $g = G_{s/c} - (\text{ép poutrelle} \times 25) = 5.40 \times 0.65 - (0.045 \times 25) = \mathbf{2.38KN/ml}$
 $q = Q_{s/sol} \times 0.65 = 2.5 \times 0.65 = \mathbf{1.63KN/ml}$

Dalle pleine de l'escalier : $g = \mathbf{1.48KN/m^2}$
 $q = \mathbf{2.5KN/m^2}$

Chargement de la dalle pleine :

Select → by wall/slab/deck → choisir **DP15** → 

Chargement des planchers :

Select → Assign Frames Distributed Load 

Charge dynamique (EX et EY):

Pour le calcul dynamique de la structure on introduit un spectre de réponse.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (**Sa/g**) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de période propres **T**.

Données à introduire dans le logiciel :

- Coefficient d'accélération de zone (A) : (Art 4.2.3 RPA 2003).
 Groupe d'usage 2 ; zone IIa : **A=0.15**

	ZONE			
Groupe	I	IIa	IIb	III
1 A	0,15	0,25	0,30	0,40
1 B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau VI-1- coefficient d'accélération de zone A.

- Coefficient comportement de la structure (R) : **R=5**
- Facteur de qualité (Q) : Le facteur de qualité de la structure est fonction de :
 - la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
 - la régularité en plan et en élévation
 - la qualité du contrôle de la construction

Critère q »	Pénalité P _q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0
2. Redondance en plan	0
3. Régularité en plan	0
4. Régularité en élévation	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10

Tableau VI-2- Valeurs des pénalités P_q

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_q$

$$Q = 1.15$$

- Coefficient d'amortissement η (%) : $\eta = \frac{1}{Z} \sqrt{\frac{7}{E_2 H}} \eta \approx 0.7$ (Art 4.2.3 RPA 2003).

Où η (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau VI- 3- Valeurs de η (%)

Dans notre cas on prend la moyenne : $\xi = \frac{10+7}{2} = 8.5\%$

- Catégorie de site : S3

On ouvre l'application en cliquant sur l'icône RPA99 :



Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement EX et EY (séisme), pour cela on clique sur :

Define →  **Reponses spectrum cases** → **Add New Spectrum.**

Etape 06 : Introduction des combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- **Combinaisons selon le BAEL :**

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

- **Combinaisons selon le RPA :**

$G + Q + E_x$

$G + Q + E_y$

$0.8G + E_x$

$0.8G + E_y$

- **Combinaisons de poids :**

$W = G + Q \rightarrow W = G + 0.2Q$

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA 2003.

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,30 0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

Tableau VI- 4- Valeurs du coefficient de pondération .

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define →  **load Combinations** → **Add New Combo**

Choisir le nom → **définir les coefficients**

Mass- Source :

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de Mass – Source.

Define →  **masse source** → **cocher : from load**

Etape 07 : Spécification des conditions aux limites (diaphragmes).

Les masses des planchers sont supposées concentrées en leurs centres de masse et qui sont désignés par la notation de « Noeuds Maîtres ».

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les noeuds du même plancher à leurs noeuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS.

Sélectionner en plan le premier étage → Assign → Joints/Points →  Diaphragm
→ **D1** → **Modify Show Diaphragm** → **ok**.

On monte à l'autre étage avec l'icône 

Sélectionner en plan le deuxième étage → Assign → Joints/Points →  Diaphragm
add new diaphragm → **D2** → **ok**.

On fait la même chose jusqu'au dernier étage.

Etape 08 : Nombre de modes à considérer (Art4.3.4 du RPA 2003).

a) 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.

- ou 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.

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit

être tel que : $K \geq 3 \sqrt{N}$ et $T_K \leq 0.20 \text{ sec}$

où : N est le nombre de niveaux au dessus du sol et T_k la période du mode K.

Analyse → **Set Analysis Option** → **Set Dynamic Parametres** → écrire le nombre de

Modes → **ok**

Etape 08 : Analyse et visualisation des résultats :

Analyse :

Pour analyser, on clique sur **F5 ou analyse** → **Run analyse**.

Visualisation des résultats :

- Période et participation modale :

Display → **Show table** → **Modal information** → **ok** → **Modal Participating Mass Ratios**

- Déformée de la structure :
- Pour avoir la déformation de la structure :

Display →  **Show Deformed Shape** → sélectionne une combinaison d'actions → **ok**

- Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique
- Diagramme des efforts interne :

Display →  **Show Member forces/Stresses Diagram** → **frame/pier/spandrel force** → sélectionner une combinaison d'actions → choisir **moment 3.3** pour le moment et **shear2.2** pour l'effort tranchant.

- Efforts internes dans les éléments barres :

Les poutres :

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur

Display → **Show tables** → **Element Output** → **Frame Forces** → **Beam forces** → **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**

Les poteaux :

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres, sauf que au lieu de **Beam Forces** on choisi **Column Forces**

- Efforts internes dans les voiles :

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** → **Area forces and Stresses**, et on sélectionne une combinaison d'actions.

- Déplacements:

Pour extraire les déplacements sous formes de tableau, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** → **Displacements** → **Diaphragm CM displacements**.

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne **Ux** correspond au sens xx , et **Uy** au sens yy.

- Effort tranchant et moment sismique à la base :

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** → **Base Reactions** → **Select Cases/comb**, on choisit « **EX ou EY** ».

- Effort tranchant de niveau :

-Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** → **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ → dans case **Aperture** on écris **0** → **Display** → **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **EX ou EY**.

Enfin, dans **Draw Draw** → **Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

Remarque :

En désélectionnant la case **Shells** on aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant la case **Frames** nous aurons l'effort repris par les voiles.

VII-1- Introduction :

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste.

Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le Règlement Parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du **RPA** qui sont :

- 1- La période fondamentale de la structure.
- 2- L'excentricité.
- 3- Le pourcentage de participation de la masse modale.
- 4- L'effort tranchant à la base.
- 5- Les déplacements relatifs.
- 6- La flèche.
- 7- Justification vis-à-vis de l'effet **P-Delta**.
- 8- Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble (renversement).
- 9- L'effort normal au niveau des poteaux.

VII-2- Vérification de la période :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = \min \left\{ C_T \times h^{3/4} ; \frac{0.09 \times h}{\sqrt{L}} \right\}$$

Avec :

h: Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

C_T: coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/V2003).

Dans notre cas : **C_T=0.05 (structure mixte).**

L : la dimension du bâtiment mesurée de la base dans la direction de calcul considéré.

$$C_T \times h^{3/4} = 0.05 \times 32.04^{3/4} = 0.67s$$

On aura donc :

$$\text{Sens xx : } L_x=12m ; T=\min \{0.83s ; 0.67s\} = \mathbf{0.67s}$$

$$\text{Sens yy : } L_y=15m ; T=\min \{0.74 s ; 0.67 s\} = \mathbf{0.67s}$$

Remarque :

La valeur de **T** calculée à partir des formules de **Rayleigh** ou de méthodes numériques ne doit pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de **30%**.

Soit : **T_{empirique} = 1.3 x 0.67 = 0.87s** (Dans les 02 sens)

Période dynamique :

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en fonction des modes telles quelles sont dans le tableau suivant :

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0.663686	0.2518	70.3115	0.2518	70.3115	0.0001
2	0.580422	75.343	0.2463	75.5948	70.5577	0.7178
3	0.434841	0.6566	0.0011	76.2514	70.5588	74.225
4	0.168475	13.8341	0.0103	90.0855	70.5692	0.1026
5	0.148812	0.0034	19.7081	90.0889	90.2772	0.0009

Tableau VII-1- Vérification de la période T.

$T_{\text{étabs}}=0.66\text{s} < T_{\text{empirique}}=0.67\text{s} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

VII-3- Vérification du coefficient de participation massique:

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. (**Article 4.3.4 RPA99 version 2003**). On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période:

05 modes propres $\rightarrow$ **Sens longitudinal : 90.08% > 90%** de la masse totale de bâtiment

Sens transversal : 90.27 % > 90% de la masse totale de bâtiment

Donc : la condition est **vérifiée**.

VII-4- 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 $\pm 0.05L$, (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.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur **5%** de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

Les résultats dans le tableau suivant :

Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey
STORY1	D1	5.997	7.411	5.999	7.882	-0.002	-0.471
STORY2	D2	5.966	7.182	5.999	7.901	-0.033	-0.719
STORY3	D3	5.966	7.179	5.998	7.85	-0.032	-0.671
STORY4	D4	5.965	7.176	5.997	7.806	-0.032	-0.63
STORY5	D5	5.965	7.176	5.996	7.773	-0.031	-0.597
STORY6	D6	5.965	7.176	5.995	7.748	-0.03	-0.572
STORY7	D7	5.965	7.173	5.994	7.729	-0.029	-0.556
STORY8	D8	5.964	7.171	5.993	7.714	-0.029	-0.543
STORY9	D9	5.964	7.171	5.992	7.703	-0.028	-0.532
STORY10	D10	5.997	7.314	5.991	7.695	0.006	-0.381

Tableau VII-2- Vérification de l'excentricité.

Avec : $e_x = X_{CM} - X_{CR}$

$e_y = Y_{CM} - Y_{CR}$

Comparaison des résultats :

Sens longitudinal : $5\%L_y = 0.05 \times 18 = 0.9 > 0.033 \rightarrow$ condition vérifiée.

Sens transversal : $5\%L_x = 0.05 \times 15.40 = 0.77 > |-0.719| \rightarrow$ condition vérifiée.

$e_x = 0.033$; $e_y = 0.719$

VII-5- Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6) :

D'après le **RPA 99 V2003** (article 4.3.6) la résultante des forces sismiques à la base **V_t** obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **V** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si **V_t < 0,80 V**, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, Déplacements, moments,...) dans le rapport **0,8 V/V_t**.

Après analyse, on obtient les résultats de **V_{xdyn}** et **V_{ydyn}**.

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad \text{Avec :}$$

R=5 coefficient de comportement (structure est mixte).

D= facteur d'amplification dynamique.

Q= 1.15 facteur de qualité (calculé dans chapitre VI).

W_T = 27 416,94kN (poids total de la structure tiré du fichier résultat Etabs)

Calcul de facteur d'amplification dynamique D : (RPA V.2003 /Art 4.2.3)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3}(3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T₂(s₃) = 0.5s < T = 0.66s (**T₂** donnée par le Tableau 4-7.RPA 2003)

Donc :

$$D = 2.5 \times \eta \times (T_2/T)^{2/3}$$

η : donné par la formule suivante

$$\eta = \sqrt{7/2 + \xi} \geq 0.7 \quad (\text{RPA 2003 - 4.3})$$

Avec : ξ : pourcentage d'amortissement critique (**tableau 4.2 RPA 2003**)

$$\xi = 0.085 \text{ (8.5\%)} \rightarrow \eta = 0.816 > 0.7$$

$$D = 2.5 \times \eta \times (T_2/T)^{2/3} = 2.5 \times 0.816 \times (0.5/0.66)^{2/3} = 1.695$$

$$V_{\text{statique}} = \frac{0.15 \times 1.695 \times 1.15 \times 27\,416.94}{5} = 1\,603.27 \text{ kN.}$$

- Détermination de l'effort tranchant par ETABS:**

Spec	Mode	F1	F2
EX	All	1796	83.28
EY	All	83.28	1593.87

Tableau VII-3- Vérification de l'effort tranchant à la base.

Sens xx:

$$V_{\text{xdyn}} = 1796 \text{ kN} \geq 0.8 \times 1\,603.27 \text{ kN} = 1\,282.62 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens yy :

$$V_{\text{ydyn}} = 1593.87 \text{ kN} \geq 0.8 \times 1\,603.27 \text{ kN} = 1\,282.62 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VII-6- Vérification des déplacements relatifs : (RPA V.2003/Art 5.10).

Le déplacement horizontal a chaque niveau "K" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \text{ (RPA V.2003 / formule 4-19).}$$

δ_k : déplacement dû aux forces sismiques E_i .

R : coefficient de comportement : $R = 5$.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA99 préconise que les déplacements relatifs inter-étages ne doivent pas dépasser les 1% h_e (avec h_e : la hauteur libre de l'étage considéré).

Il faut vérifier que : $\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k = 1\% h_e$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niv.	h_e (m)	Sens X-X						Sens Y-Y					
		δ_{ek} (mm)	R	δ_k (mm)	Δ_k (mm)	1%H (mm)	Obs	δ_{ek} (mm)	R	δ_k (mm)	Δ_k (mm)	1%H (mm)	Obs
10	3.06	10.1	5	50.5	3.5	30.6	ok	12.7	5	63.5	7.5	30.6	ok
9	3.06	9.4	5	47	4.5	30.6	ok	11.2	5	56	7.5	30.6	ok
8	3.06	8.5	5	42.5	5	30.6	ok	9.7	5	48.5	7.5	30.6	ok
7	3.06	7.5	5	37.5	5	30.6	ok	8.2	5	41	8	30.6	ok
6	3.06	6.5	5	32.5	6.5	30.6	ok	6.6	5	33	7.5	30.6	ok
5	3.06	5.2	5	26	6	30.6	ok	5.1	5	25.5	7	30.6	ok
4	3.06	4	5	20	6	30.6	ok	3.7	5	18.5	6	30.6	ok
3	3.06	2.8	5	14	6	30.6	ok	2.5	5	12.5	5.5	30.6	ok
2	3.06	1.6	5	8	4.5	30.6	ok	1.4	5	7	4	30.6	ok
1	4.5	0.7	5	3.5	3.5	45	ok	0.6	5	3	3	45	ok

Tableau VII-4- Vérification des déplacements inter-étages.

Les déplacements relatifs inter-étages sont vérifiés et par conséquent le confort des usagers est vérifié.

- **Déplacement maximal :**

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\Delta_{\max} \leq f = h_t / 500$$

Sous l'action de E_x :

$$\delta_{\max} = 50.5 \times 10^{-3} \text{ m} ; f = h_t / 500 = 0.064 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sous l'action de E_y :

$$\delta_{\max} = 63.5 \times 10^{-3} \text{ m} ; f = h_t / 500 = 0.064 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les déplacements maximaux sont inférieurs à la flèche admissible, donc la condition vis-à-vis la flèche est vérifiée.

VII-7- Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : (RPA 99/ V.2003-Art 5.9)

L'effet P- Δ est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

La valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou souplesse de la structure.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-Delta est souvent gérée de telle façon à être considérée négligeable et donc ignoré dans le calcul.

Il y'a deux types d'effet P-Delta :

- **Le grand l'effet P- Δ** : correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.
- **Le petit l'effet P- Δ** : au niveau des éléments de la structure.

Le RPA version 2003 préconise que les effets du 2^{ème} ordre ou les effets P-Delta peuvent être négligée dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,10$$

Avec :

P_k: Poids de la structure et des charges exploitation associées au-dessus du niveau k.

V_k: Effort tranchant d'étage au niveau k.

h_k: la hauteur de l'étage k.

Δ_k : déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1).

L'effet P- Δ : correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble, les résultats sont résumés comme suit :

Niv.	h_i (m)	W (KN)	g (m/s ²)	P _k (KN)	Sens X-X			Sens Y-Y		
					V _k (KN)	Δ_k (m) (x10 ⁻³)	$\Theta_k \leq 0.10$	V _k (KN)	Δ_k (m) (x10 ⁻³)	$\Theta_k \leq 0.10$
10	3.06	227.1	10	2271	329	3.5	0.008	333	7.5	0.015
9	3.06	260.96		2609.6	626	4.5	0.006	612	7.5	0.007
8	3.06	260.96		2609.6	878	5	0.005	826	7.5	0.005
7	3.06	263.48		2634.8	1103	5	0.004	1008	8	0.004
6	3.06	266.65		2666.5	1297	6.5	0.004	1165	7.5	0.003
5	3.06	266.65		2666.5	1460	6	0.004	1294	7	0.002
4	3.06	266.65		2666.5	1589	6	0.003	1400	6	0.003
3	3.06	269.65		2696.5	1688	6	0.003	1480	5.5	0.002
2	3.06	273.31		2733.1	1762	4.5	0.002	1553	4	0.002

Tableau VII-5- Vérification de l'effet P- Δ .

Dans les deux sens on a le coefficient $\theta_k < 0.10$ pour chaque niveau, donc les effets du second ordre peuvent être négligés.

VII-8- Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble : **(RPA99 V. 2003-Article 5.5)**

La vérification au renversement de la structure s'avère nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique. Cette condition est assurée si la condition suivante est vérifiée :

$$\frac{M_{stab}}{M_{renv}} \geq 1.50$$

Moment de renversement : $M_{renv} = \sum F_i * h_i$.

Le moment de renversement peut être tiré du fichier Etabs par :

Display → Show Story Response Plots → cocher Story Overturning Moments → Lire les moments renversants à la base de la structure suivant les directions Ex et Ey.

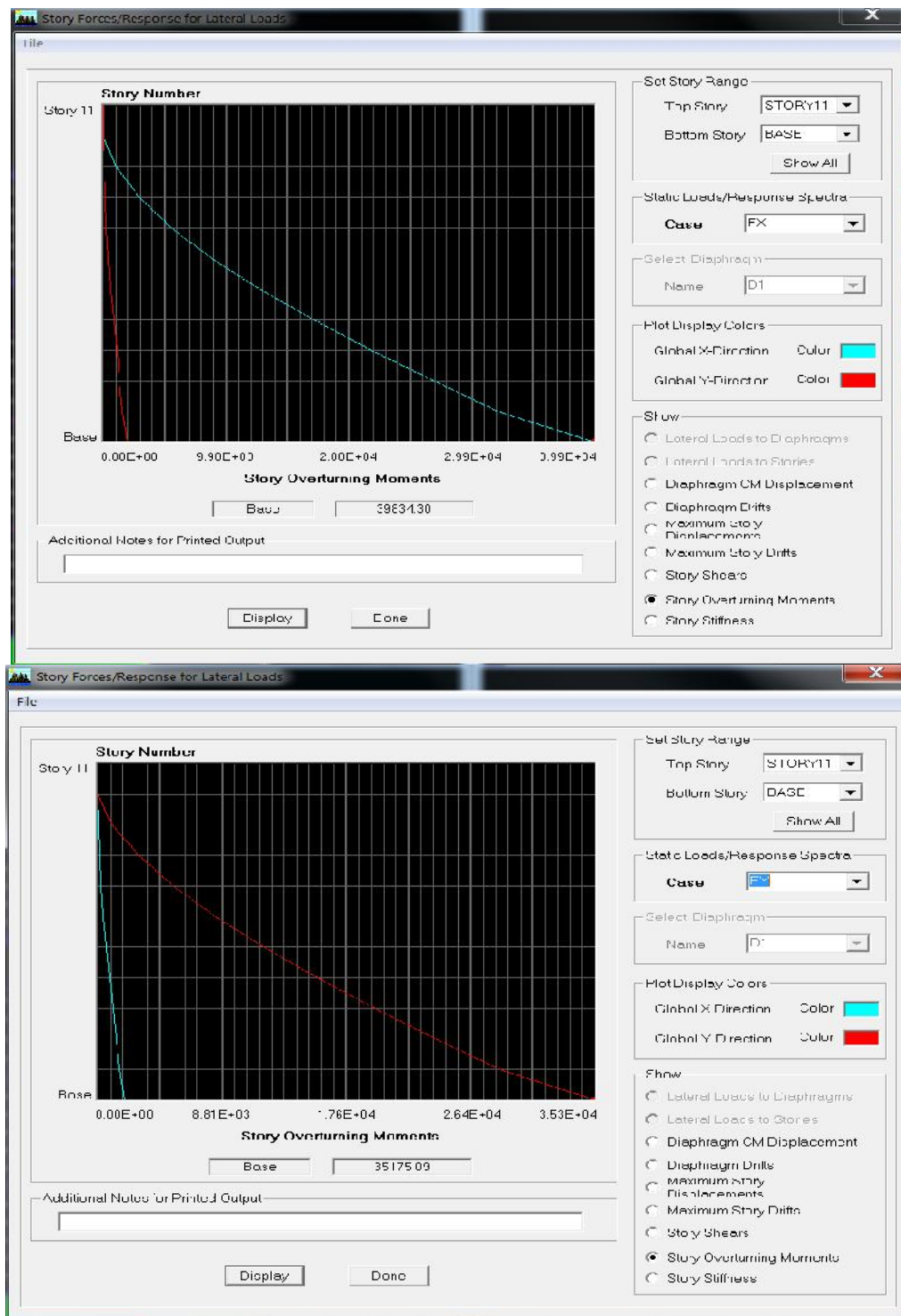


Fig. VII-1- Moments renversants.

Moment stabilisant : $M_{stab} = W_T * Z$
 F_i : Force sismique de l'étage "i".
 h_i : Hauteur du plancher où s'exerce la force F_i .
 W_T : poids total.

Z: bras de levier de niveau (L/2)

	W (KN)	Zx (m)	Zy (m)	Mstab (KN.m)	Mrenv (KN.m)	Mstab/Mrenv	vérification
X-X	27 416.94	6	-	164501.64	39834.3	4.130	Ok
Y-Y		-	7.5	205627.05	35175.09	5.846	Ok

Tableau VII-6- Vérification au renversement.

VII-8- Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux: (RPA 99/ V.2003-Art 7.1.3.3)

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous les sollicitations de l'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition

suivante : $\sigma = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{cj}} \leq 0.3$ Avec :

N_b : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton (Tiré des résultats donnés par ETABS)..

B_c : l'aire (section brute) de la section de béton $B_c = B \times H$

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton $f_{c28} = 25$ Mpa.

POTEAU	a (m)	b (m)	A (m2)	N (KN)	fc28 (Mpa)	v	vérification
40X40	0.4	0.4	0.16	1077.51	25	0.269	Ok
35X35	0.35	0.35	0.1225	715.45	25	0.234	Ok
30X30	0.3	0.3	0.09	261.79	25	0.116	Ok

Tableau VII-7- Vérification de l'effort normal réduit

Conclusion :

Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, donc nous allons passer au ferrailage de la structure.

IX-1- Introduction :

Les poutres seront calculées en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus

Défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible (les poutres sont pas exposées aux intempéries) d'après les règlements du BAEL 91 modifié 99, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

Les sollicitations maximales seront déterminées par les combinaisons suivantes :

Combinaisons fondamentales :

A l'ELU : $1,35G + 1,5Q$

A l'ELS : $G + Q$

Combinaisons accidentelles :

Selon RPA99 révisé 2003 : $G + Q \pm E$

$0,8G \pm E$

- La combinaison $(1,35G + 1,5Q)$ nous permettra de déterminer le moment maximum en travée.

- La combinaison $(G + Q \pm E)$ donne le moment négatif maximum en valeur absolue sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.

- La combinaison $(0,8G \pm E)$ nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra dans le cas où M est positif de déterminer le ferrailage au niveau des appuis.

IX-2 - Recommandations du RPA99/v.2003 :**1- Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA99/v.2003):**

Le pourcentage total **minimum** des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

• **Poutres principales :** $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6,00 \text{ cm}^2$.

• **Poutres secondaires :** $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$.

Le pourcentage total **maximum** des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

• **Poutres principales :**

En zone courante : $A_{max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$.

En zone de recouvrement : $A_{max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$.

• **Poutres secondaires :**

En zone courante : $A_{max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$.

En zone de recouvrement : $A_{max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$

La longueur minimale de recouvrement est de **40Φ** en zone IIa.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.

2- Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA99/v.2003) :

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$S_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$S_t^{max} = \min \frac{h}{4}; 12\emptyset$ En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq \frac{h}{2}$ En zone de recouvrement.

$\emptyset$: Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

IX-3- Calcul de ferrailage:

Les armatures longitudinales sont déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit, soit :

As : section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

A's: section supérieure la plus comprimée.

Un moment de flexion(**Mu**) supporté par la section.

On calcul le moment réduit : $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta},$$

θ : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application de combinaisons d'action, il a pour valeur :

$$\begin{cases} \theta = 1 \text{ si : } t \geq 24h & \gamma_b = 1,5 \rightarrow f_{bc} = 14,2 MPa . \\ \theta = 0.9 \text{ si : } 1h \leq t \leq 24h & \gamma_b = 1,15 \rightarrow f_{bc} = 18,48 MPa . \\ \theta = 0.85 \text{ si : } t \leq 1h \end{cases}$$

$$\pm_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \quad \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_{st} = 348 MPa .$$

$$\gamma_s = 1 \rightarrow \pm_{st} = 400 MPa .$$

- Si $\mu_b \leq \mu_\ell = 0,392$ la section est simplement armée c'est à dire la section ne comprendra que les aciers tendus alors :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} .$$

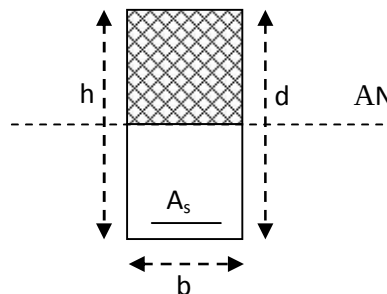


Fig. IX-1 –Disposition des armatures tendues S.S.A

- Si $\mu_b \geq \mu_\ell = 0,392$ la section est doublement armée c. à d la section ne comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés.

On calcul :

$$\begin{cases} Mr = \alpha_r b d^2 f_{bc} \\ \Delta M = M_u - Mr \end{cases}$$

Avec :

Mr: moment ultime pour une section simplement armée.

Mu: moment maximum à l'ELU dans les poutres.

Armatures tendues :

$$A_{st} = \frac{M_r}{r d \pm_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \pm_s}$$

Armatures comprimées :

$$A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

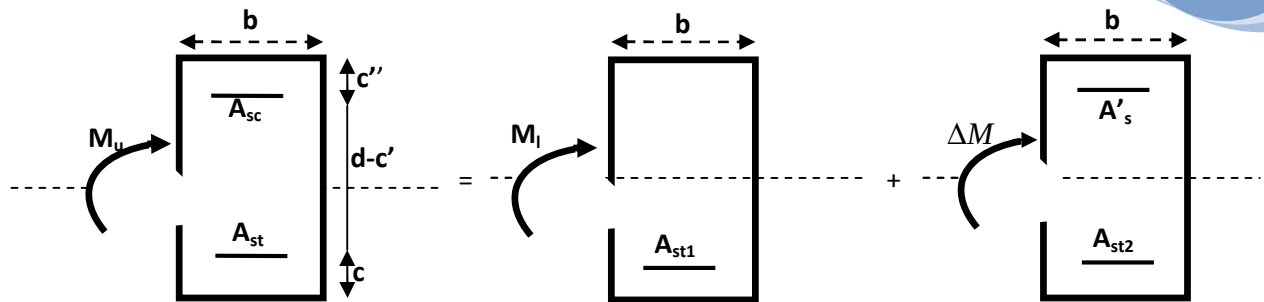


Fig. IX-2 –Disposition des armatures tendues et comprimées S.D.A

Remarque:

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total : $\Delta M < 0,4M_u$ (Art BAEL B66).

1- Ferrailages des poutres principales:Exemple de calcul :

La plus grande valeur du moment en travées est de **34,393KN.m** obtenue au 7^{ème} étage en **situation courant**.

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{34.393 \times 10^6}{300 \times 365^2 \times 14.20} = 0.0606.$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

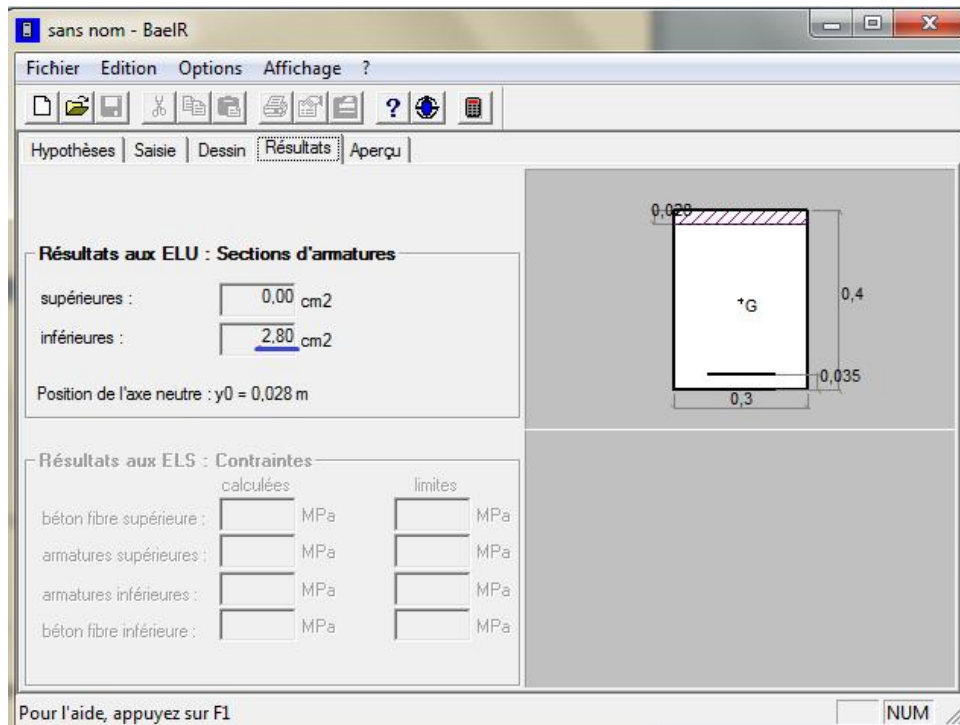
$$\beta = 0.969 ; \alpha_s = 348 \text{ MPa (situation courante).}$$

$$A_{st} = \frac{34.393 \times 10^6}{0.969 \times 365 \times 348} = 279 \text{ mm}^2 = 2.79 \text{ cm}^2.$$

Vérification du résultat avec logiciel « Socotec » :

- Introduction des données :

- Résultat :



La plus grande valeur du moment aux appuis est de **105,905KN.m** obtenue au 7ème étage en **situation accidentelle**:

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{105.905 \times 10^6}{300 \times 365^2 \times 18.48} = 0.143.$$

$$\mu < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

$$\beta = 0.923 ; \omega_s = 348 \text{ MPa (situation courante).}$$

$$A_{st} = \frac{105.905 \times 10^6}{0.923 \times 365 \times 400} = 786 \text{ mm}^2 = 7.86 \text{ cm}^2.$$

Vérification du résultat avec logiciel « Socotec » :

- Introduction des données :

sans nom - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Nom d'affaire :

Nom du fichier : sans nom

Matériaux

Contrainte béton : f_{cj} MPa Coeff. acier/béton : n

Limite élast. acier : f_e MPa

☒ Calcul aux ELU ☐ Calcul aux ELS

Effort normal : N_u kN Effort .. : N_s kN

Moment fléchissant : M_u kN.m Moment .. : M_s kN.m

Coefficients

durée chargement : θ

sécurité du béton : γ_b

sécurité de l'acier : γ_s

Sections d'armatures

supérieures : cm²

inférieures : cm²

Géométrie

Largeur : b m

Hauteur : h m

Pos. cdg armatures sup. : d' m

Pos. cdg armatures inf. : c m

Convention signes

$N > 0$: compression

$M > 0$: tend la fibre inférieure

Fissuration

☒ peu préjudiciable

☐ préjudiciable

☐ très préjudiciable

Type d'armature

☒ rond lisse

☐ barre HA

☐ barre HA

Pour l'aide, appuyez sur F1

NUM

- Résultat :

sans nom - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Résultats aux ELU : Sections d'armatures

supérieures : cm²

inférieures : cm²

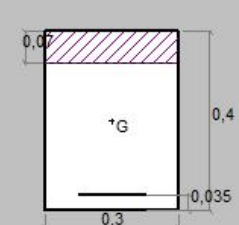
Position de l'axe neutre : $y_0 = 0.07$ m

Résultats aux ELS : Contraintes

	calculées	limites
béton fibre supérieure :		
armatures supérieures :		
armatures inférieures :		
béton fibre inférieure :		

Pour l'aide, appuyez sur F1

NUM



Avec les mêmes étapes on calcule les autres sections d'armatures en travées et aux appuis avec la situation courante et accidentelle, et les valeurs sont résumé dans les tableaux si dessous:

- **En travée :**

Niv.	Comb.	M_{3max} (KN.m)	μ	Obs	β	$A_{calculée}(cm^2)$	Choix d'armatures	$A_{adoptée}(cm^2)$
8	ELU	34.393	0.0606	SSA	0.969	2.79	3HA14	4.62
7	ELU	35.492	0.0625	SSA	0.968	2.89	3HA14	4.62
6	ELU	35.465	0.0625	SSA	0.968	2.88	3HA14	4.62
5	ELU	33.997	0.0599	SSA	0.969	2.76	3HA14	4.62
4	ELU	32.827	0.0578	SSA	0.970	2.66	3HA14	4.62
3	ELU	32.636	0.0575	SSA	0.970	2.65	3HA14	4.62
2	ELU	32.365	0.0570	SSA	0.970	2.63	3HA14	4.62
1	ELU	31.31	0.0552	SSA	0.971	2.54	3HA14	4.62
RDC	ELU	30.234	0.0533	SSA	0.972	2.45	3HA14	4.62
S/SOL	ELU	35.166	0.0476	SSA	0.975	2.84	3HA14	4.62

Tab. IX-1 -Ferrailage des poutres principales en travée en situation courante.

- **Aux appuis :**

Niv.	Comb	M_{3max} (kN .m)	μ	Obs	β	A_s calculée (cm^2)	choix d'armatures	A adoptée(cm^2)
8	G+Q+E 0.8G+E	98.611	0.134	SSA	0.928	7.28	3HA14+3HA12	8.01
7	G+Q+E 0.8G+E	102.905	0.139	SSA	0.923	7.64	3HA14+3HA12	8.01
6	G+Q+E 0.8G+	103.25	0.140	SSA	0.924	7.65	3HA14+3HA12	8.01
5	G+Q+E 0.8G+E	100.571	0.136	SSA	0.927	7.43	3HA14+3HA12	8.01
4	G+Q+E 0.8G+E	98.641	0.134	SSA	0.928	7.28	3HA14+3HA12	8.01
3	G+Q+E 0.8G+E	91.927	0.124	SSA	0.934	6.74	3HA14+3HA12	8.01
2	G+Q+E 0.8G+E	82.661	0.112	SSA	0.94	6.02	3HA14+3HA12	8.01
1	G+Q+E 0.8G+E	70.635	0.096	SSA	0.949	5.10	3HA14+3HA12	8.01
RDC	G+Q+E 0.8G+E	59.171	0.080	SSA	0.958	4.23	3HA14+3HA12	8.01
S/SOL	ELU G+Q+E 0.8G+E	49.84	0.088	SSA	0.954	4.11	3HA14+3HA12	8.01

Tab. IX-2 -Ferrailage des poutres principales aux appuis en situation accidentelle.

La section totale en appuis est:

$$A_{s_{\text{totale}}} = 2 \times 3HA14 + 3HA12 = 11.50 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 6.00 \text{ cm}^2. \dots \text{Condition vérifiée.}$$

La section totale en travée est:

$$A_{s_{\text{totale}}} = 2 \times 3HA14 = 9.24 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 6.00 \text{ cm}^2. \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2- Ferrailages des poutres secondaires: En travée

Niv.	Comb.	$M_{3\text{max}}$ (KN.m)	μ	Obs	β	$A_{\text{calculée}}(\text{cm}^2)$	Choix d'armatures	A adoptée(cm^2)
8	ELU	8.239	0.0145	SSA	0.993	0.65	3HA12	3.39
7	ELU	7.304	0.0129	SSA	0.994	0.58	3HA12	3.39
6	ELU	7.277	0.0128	SSA	0.994	0.58	3HA12	3.39
5	ELU	6.411	0.0113	SSA	0.994	0.51	3HA12	3.39
4	ELU	5.887	0.0104	SSA	0.995	0.47	3HA12	3.39
3	ELU	5.643	0.0099	SSA	0.995	0.45	3HA12	3.39
2	ELU	5.38	0.0095	SSA	0.995	0.43	3HA12	3.39
1	ELU	4.523	0.0080	SSA	0.996	0.36	3HA12	3.39
RDC	ELU	4.25	0.0075	SSA	0.996	0.34	3HA12	3.39
S/SOL	ELU	6.45	0.0087	SSA	0.996	0.51	3HA12	3.39

Tab. IX-3 -Ferrailage des poutres secondaires en travée en situation courante.

• Aux appuis :

Niv.	Comb	M3 (kN .m)	μ	Obs	β	As calculée (cm^2)	choix d'armatures	A adoptée(cm^2)
8	G+Q+E 0.8G+E	25.42	0.034	SSA	0.983	1.77	3HA12+2HA12	5.65
7	G+Q+E 0.8G+E	29.94	0.041	SSA	0.981	2.09	3HA12+2HA12	5.65
6	G+Q+E 0.8G+	35.62	0.048	SSA	0.975	2.50	3HA12+2HA12	5.65
5	G+Q+E 0.8G+E	41.16	0.056	SSA	0.971	2.90	3HA12+2HA12	5.65
4	G+Q+E 0.8G+E	48.52	0.066	SSA	0.966	3.44	3HA12+2HA12	5.65
3	G+Q+E 0.8G+E	53.35	0.072	SSA	0.963	3.79	3HA12+2HA12	5.65
2	G+Q+E 0.8G+E	56.08	0.076	SSA	0.96	4.00	3HA12+2HA12	5.65
1	G+Q+E 0.8G+E	54.96	0.074	SSA	0.962	3.91	3HA12+2HA12	5.65
RDC	G+Q+E 0.8G+E	54.05	0.073	SSA	0.962	3.85	3HA12+2HA12	5.65
S/SOL	G+Q+E 0.8G+E	43.85	0.059	SSA	0.969	3.56	3HA12+2HA12	5.65

Tab. IX- -Ferrailage des poutres secondaires aux appuis en situation accidentelle.

La section totale en appuis est:

$$A_{s_{\text{totale}}} = 2 \times (3HA12 + 2HA12) = 11.30 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 5.25 \text{ cm}^2. \dots \text{Condition vérifiée.}$$

La section totale en travée est:

$$A_{s_{\text{totale}}} = 2 \times 3HA12 = 11.30 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 6.78 \text{ cm}^2. \dots \text{Condition vérifiée.}$$

IX-4- Vérifications à l'ELU :

1- Condition de non fragilité (Art 4.2.1 BAEL 91):

La section minimale des armatures longitudinales est :

$$A_{\text{adoptée}} \geq A_{\text{min}} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

Poutres principales :

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 30 \times 36.5 \times 2.1}{400} = 1.32 \text{ cm}^2$$

Poutres secondaires :

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 30 \times 31.5 \times 2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adop}} > A_{\text{min}} \rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée.

2- Vérification de la contrainte tangentielle (Art 5.1.211 BAEL91):

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa} \right]$$

Avec : T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU.

Poutres principales:

$$\tau_u = \frac{76.82 \times 1000}{300 \times 365} = 0.701 \text{ MPa}$$

Poutres secondaires:

$$\tau_u = \frac{90.72 \times 1000}{300 \times 315} = 0.960 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$ la condition est vérifiée.

3- Influence de l'effort tranchant aux appuis :

• Influence sur le béton :

Il faut vérifier que : $T_u^{\text{max}} \leq \bar{T}_u = 0.4 \times 0.9 \times d \times b \times \frac{f_{c28}}{\gamma b}$

Poutres principales:

$$T_u^{\text{max}} = 76.82 \text{ KN} < \bar{T}_u = 0.4 \times 0.3 \times 0.365 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 730 \text{ KN} \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

Poutres secondaires:

$$T_u^{\text{max}} = 90.72 \text{ KN} < \bar{T}_u = 0.4 \times 0.3 \times 0.315 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 630 \text{ KN} \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

• Influence sur les armatures :

$$A_{\text{adopt}} \geq \frac{1.15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

Avec : M_u : est pris avec son signe.

Si : $\left(T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) < 0 \rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire.

Poutres principales: $76.82 - \frac{35.492}{0.9 \times 0.365} = -31.22 < 0$

Poutres secondaires: $A_{\text{adopt}} = 3.39 \text{ cm}^2 > \frac{1.15}{400} \left[90.72 - \frac{8.239}{0.9 \times 0.315} \right] = 0.177 \text{ cm}^2$.

Conclusion :

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

4- Vérification de l'adhérence (Art A.6.1.2.1 BAEL 91):

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

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

Avec : $\Psi = 1.5$ pour les aciers HA.

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres

Poutres principales:

$$\tau_{se}^{\text{max}} = \frac{76.82 \times 1000}{0.9 \times 365 \times (6 \times 14) \times 3.14} = 0.886 \text{ MPa.}$$

Poutres secondaires:

$$\tau_{se}^{\text{max}} = \frac{90.72 \times 1000}{0.9 \times 315 \times (6 \times 12) \times 3.14} = 1.415 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se}^{\text{max}} = \frac{76.82 \times 1000}{0.9 \times 365 \times (6 \times 14) \times 3.14} = 0.886 \text{ MPa.}$$

Conclusion :

La condition vérifiée, donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

5- Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec :} \quad \tau_{su} = 0.6 \times \tau_s f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

Pour les : $\Phi 12$: $l_s = 42.32 \text{ cm}$

Pour les : $\Phi 14$: $l_s = 49.39 \text{ cm}$.

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « **0.4** l_s » pour barre à haute adhérence.

Pour les $\Phi 12$: $l_s = 16.92 \text{ cm}$

Pour les $\Phi 14$: $l_s = 19.75 \text{ cm}$.

IX-5- Calcul des armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA99/v.2003):

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t^{\text{max}} = \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l, 30 \text{ cm} \right) \quad \text{en zone nodale ; si les armatures comprimées sont}$$

nécessaires.

$$S_t \leq \frac{h}{2} ; \quad \text{En dehors de la zone nodale.}$$

Avec : Φ_1 : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- **Poutres principales (30x40):**

$$S_t \leq \min(10; 16.8; 30) \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \left(\frac{40}{2}\right) = 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en dehors de la zone nodale.}$$

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : (1 cadres de } \emptyset 8 + 1 \text{ étrier de } \emptyset 8) = 2.00 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ en zone nodale.}$$

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: (1 cadres de } \emptyset 8 + 1 \text{ étrier de } \emptyset 8) = 2.00 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ en dehors de la zone nodale.}$$

- **Poutres secondaires (30x35) :**

$$S_t \leq \min(8.75; 14.4; 30) \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 8 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en zone nodale}$$

$$S_t \leq \left(\frac{35}{2}\right) = 17.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en dehors de la zone nodale.}$$

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : (1 cadres de } \emptyset 8 + 1 \text{ étrier de } \emptyset 8) = 2.00 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ en zone nodale}$$

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: (1 cadres de } \emptyset 8 + 1 \text{ étrier de } \emptyset 8) = 2.00 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ en dehors de la zone nodale.}$$

IX-6- Délimitation de la zone nodale (Art 7.4.2.1 RPA99/v.2003):

$$L' = 2h \text{ et } H' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}$$

h : Hauteur de la poutre.

b₁ et **h₁** : Dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poteaux.

On aura : Sous sol : $H' = \max \{ 68.33 ; 40 ; 40 ; 60 \text{ cm} \} = 68.33 \text{ cm}$; soit $H' = 70 \text{ cm}$.

Sous sol : $H' = \max \{ 44.33 ; 40 ; 40 ; 60 \text{ cm} \} = 60 \text{ cm}$; soit $H' = 60 \text{ cm}$.

$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$: poutres principales.

$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$: poutres secondaires.

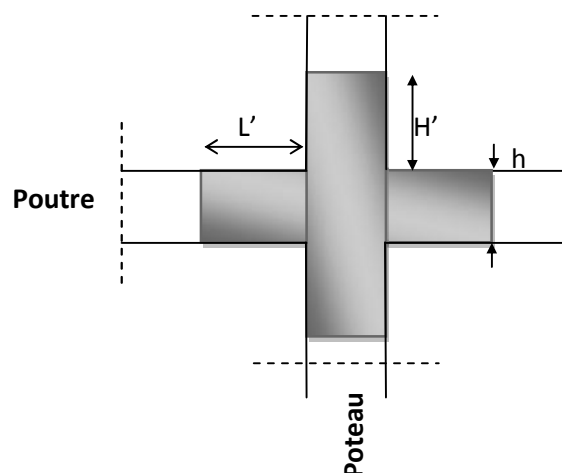


Fig. IX-3 –Délimitation de la zone nodale

IX-7- Vérifications à l'ELS

Les états limites de services sont définis compte tenue des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leurs sont relatives:

- Etat limite d'ouvertures des fissurations (exemple de calcul pour les fissurations non préjudiciables)

- Etat limite de résistance du béton en compression.
- Etat limite de déformation.

1- Etat limite d'ouvertures des fissures:

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré **peu nuisible**, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

2- Etat limite de déformation du béton en compression (Art. A.4.5.2 / BAEL 91):

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible:

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

$$\pm_{bc} = \frac{\pm_s}{k_1} \quad \text{où} \quad \pm_s = \frac{M_s}{d A_{st}}$$

$$k_1; \rho_1 \text{ Sont données par le tableau en fonction de } \rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b d}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant:

Element	Niv.	M _s (KN .m)	A _s (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	Obs
Poutres principales	Travée	25.743	4.62	0.42	0.938	65.6	162.75	2.48	15	Ok
	Appuis	65.495	8.01	0.73	0.955	70	234.57	3.35	15	Ok
Poutres secondaires	Travée	6	3.39	0.36	0.955	96.1	58.84	0.61	15	Ok
	Appuis niv. 1 à 6	9.569	5.65	0.60	0.955	96.1	56.30	0.59	15	Ok
	Appuis niv. 7 à 10	13.075	3.39	0.36	0.955	96.1	128.21	1.33	15	Ok

3- Justification de l'état limite de déformation poutre 30x40 (Art B.6.5.1/BAEL91) :

Les déformations des différents éléments de plancher doivent rester suffisamment faibles pour ne pas nuire à l'aspect et à l'utilisation de la construction, cela se justifie par le calcul de la flèche. Cependant on se dispense de cette vérification sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes avec une portée inférieure à **8 mètres** :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \text{avec : } A_s : \text{Section adoptée en travée (} A_s=4.62\text{cm}^2\text{)} \\ \frac{A_s f_e}{b \times d} < 4.2 \quad f_e=400\text{MPa; } b=30\text{cm; } h=40\text{cm} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad M_t : \text{moment max à l'ELS ; } M_t=25.743 \text{ Kn.m} \\ M_0 = q_{\max} \frac{L^2}{8} ; q_{\max} = G+Q = 5,4+2,5=7.90 \text{ Kn/ml} \times 4.50\text{m} = 35.55\text{Kn} \\ \rightarrow M_0 = 89.98 \text{ Kn.m} \\ \bullet \quad h/L = 40/450 = 0.088 \geq 1/16 = 0.0625 \quad \dots \text{CV.} \\ \bullet \quad h/L = 0.088 \geq M_t / 10 \times M_0 = 25.743 / 10 \times 89.98 = 0.028 \quad \dots \text{CV.} \\ \bullet \quad A_s f_e / b.d = 4.62 \times 400 / 30 \times 36.5 = 1.68 < 4.2 \quad \dots \text{CV.} \end{array} \right.$$

Remarque : Les trois conditions sont vérifiées, alors on se dispense de la vérification de la flèche.

IX-8- Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexes E₃, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- $A \frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'appui n'appartenant pas à une travée de rive.
 - $A \frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
 - La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.
- **Récapitulation de ferrailage des poutres principales et secondaires :**

	Armatures longitudinales		Armatures transversales	
	travée	appuis	Zone courante	Zone nodale
Poutres principales	3HA14	3HA14+3HA12	Cad+etrT8 Esp = 10cm	Cad+ etrT8 Esp = 15cm
Poutres secondaires	3HA12	3HA12+2HA12	Cad+etrT8 Esp = 8cm	Cad+etrT8 Esp = 15cm

VIII-1- Introduction :

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable). Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (ETABS), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul. Le ferrailage des éléments résistant s'effectuera selon le règlement BAEL91/révisé 99 et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 99/ version 2003).

Les poutres seront calculées à la **flexion simple**.

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts aux fondations, et sont soumis à un effort normal (N) et à un moment de flexion (M) dans les deux sens longitudinal et transversal, donc ils sont calculés en **flexion composée** dans les deux sens (transversal et longitudinal) en tenant compte des combinaisons considérées comme suit :

Combinaisons fondamentales : « 1er genre » BAEL 91

1.35G + 1.5Q..... (ELU)

G + Q..... (ELS)

Combinaisons accidentelles : « 2ème genre » RPA 99 V2003

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

En procédant à des vérifications à l'ELS.

Les objectifs du ferrailage sont la détermination des sections d'acier nécessaire pour assurer les critères relatif à la résistance, ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la conception de notre structure sont citées dans le tableau suivant :

Situation	Fe (MPa)	fc ₂₈ (MPa)	γ_b	γ_c	F _{bu} (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	400	25	1.5	1.15	14.2	348
Accidentelle	400	25	1.15	1	18.48	400

Tab. VIII-1 – Caractéristiques mécaniques des matériaux.

VIII.2 Armatures longitudinales :**1- Recommandation du RPA 99/Version 2003 :**

D'après le RPA99/version 2003 (**Art 7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être à **haute adhérence, droites et sans crochets**. Leur pourcentage en zone sismique est limité à :

Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau.

Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est supérieur ou égal à 12 mm

La longueur minimale de recouvrement est de 40 Ø (zone IIa).

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone IIa).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le noeud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

- Le pourcentage minimal d'armatures sera de **0.8% bh (en zone IIa) :**

Poteaux (40x40) : Amin = 0.008x40x40=**12.8cm²**

Poteaux (35x35) : $A_{min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$

Poteaux (30x30) : $A_{min} = 0.008 \times 30 \times 30 = 7.2 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de **6% bh(en zone Ila)** :

Poteaux (40x40) : $A_{min} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

Poteaux (35x35) : $A_{min} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$

Poteaux (30x30) : $A_{min} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone courante sera de **4% bh(en zone Ila)** :

Poteaux (40x40) : $A_{min} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

Poteaux (35x35) : $A_{min} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

Poteaux (30x30) : $A_{min} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$

2- Ferrailage des poteaux:

Exposé de la méthode de calcul à l'ELU :

Trois cas peuvent se présenter :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement tendue (SET).
- Section entièrement comprimée (SEC).

• Section partiellement comprimée (S.P.C.):

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limite par les armatures soumises ; soit à un effort de traction ou à un effort de compression.

$$e = \frac{Mu}{Nu} \geq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

La condition suivante doit être vérifiée :

$$(d - c')Nu - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bc}$$

Avec : M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e \right) = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

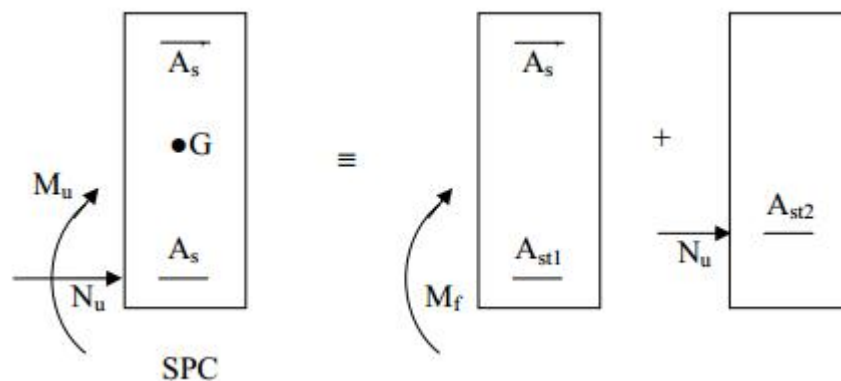


Fig. VIII-1 –Disposition des armatures tendues et comprimées.

Calcul des armatures :

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{avec :} \quad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

- Si : $\mu \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée (SSA) et nous allons extraire β des tableaux

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} ; \quad A' = 0$$

D'où la section réelle est $A_s = A_t - \frac{N_u}{\sigma_s}$ si l'effort est négatif.

Si : A_s est négative $A_s \geq \max \frac{b \cdot d}{1000} ; 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$

- Si : $\mu > \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA).

On calcule:

$$M_r = \mu_l b d^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armatures est $A_s' = A'$; $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

• Section entièrement comprimée :

Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures.

N : Effort de compression.

$$e = \frac{Mu}{Nu} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$1- \text{ Si : } (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) b d^2 f_{bc} < d - c' Nu - Mf < (0.5 - \frac{c'}{h}) b d^2 f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s = \frac{N - 100 \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \sigma_s} ; \quad A'_s = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0.3571 + \frac{N d - c' - 100 M_u}{100 \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

$$2- \text{ Si : } d - c' Nu - Mf \geq (0.5 - \frac{c'}{h}) b d^2 f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s' = \frac{M_u - d - 0.5h \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d-c') \sigma_s} ; \quad A_s = \frac{N - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_s'$$

Remarque: Si : $e = \frac{Mu}{Nu} = 0$ (excentricité est nulle ; c'est une compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera :

$$A = \frac{N_u - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec : B : Aire de la section du béton seul

σ_s = Contrainte de l'acier

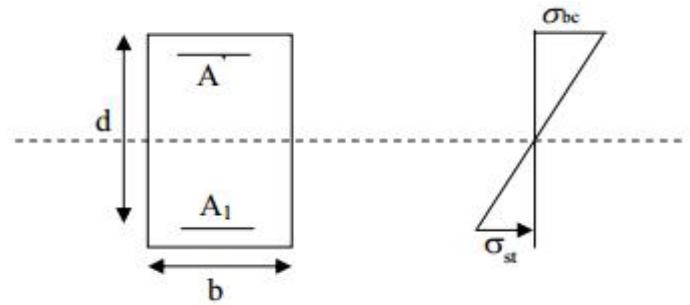
• Section entièrement tendue (S.E.T) :

$e_u < \frac{h}{2} - c$: Le centre de pression se trouve entre les armatures

N: effort de traction.

La section d'armatures supérieure :

$$A' = \frac{N \times a}{\sigma_{st}(d-c)}$$



Avec: $a=0.5h-c-e_u$

La section d'armatures inférieures:

$$A = \frac{N}{\sigma_{st}} - A'$$

- **Exemple de calcul à l'ELU: Poteau (40×40) :**

$N_u = 1330.04 \text{ kN}$; $M_u = 5.69 \text{ kN.m}$

Calcul de l'excentricité (e) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{5.69 \times 10^2}{1330.04} = 0.50 \text{ cm}$$

$e_u = 0.50 \text{ cm} < \left(\frac{h}{2} - c\right) = \left(\frac{40}{2} - 3.5\right) = 16.5 \text{ cm} \rightarrow$ Le centre de pression se trouve entre les armatures.

On doit vérifier la condition suivante:

$$d - c' Nu - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b \eta^2 f_{bc}$$

Avec : $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$

$$d = h - c = 0.4 - 0.035 = 0.365 \text{ m}$$

$$M_f = 5.69 + 1330.04 \left(\frac{0.4}{2} - 0.035\right) = 225.15 \text{ kN.m}$$

$$(d - c') N_u - M_f = (0.365 - 0.035) \times 1330.04 - 225.15 = 213.76$$

KN.m.....(1)

$$\left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b \eta^2 f_{bc} = 0.337 - 0.81 \frac{0.035}{0.4} (0.4)^3 \times 14.2 \times 10^3 = 241.85$$

kN.m.....(2)

(1) > (2) $\rightarrow$ **la section est entièrement comprimée.**

Calcul des armatures:

Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{Si : } \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b \eta^2 f_{bc} < d - c' Nu - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b \eta^2 f_{bc}$$

$$d - c' Nu - M_f = 213.76 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (3)$$

$$0.5 - \frac{c'}{h} b \eta^2 f_{bc} = \left(0.5 - \frac{0.035}{0.4}\right) 0.4^3 \times 14.2 \times 10^3 = 374.88 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (4)$$

$1 < 2 \rightarrow$ la section d'armatures dans ce cas est

$$A_s = \frac{N - 100 \Psi b h f_{bc}}{100 \sigma_s} ; \quad A'_s = 0$$

Avec : $\Psi =$

$$\frac{0.3571 + \frac{N d - c' - 100 M_u}{100 b h^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}} = \frac{0.3571 + \frac{1330.04 \times 0.365 - 0.035 - 100 \times 5.69}{100 \times 0.4 \times 0.4^2 \times 14.2 \times 10^3}}{0.8571 - \frac{0.035}{0.4}}$$

$$\Psi = 0.46$$

$$\text{Donc : } A_s = \frac{1330.04 - 100 \times 0.46 \times 0.4^2 \times 14.2 \times 10^3}{100 \times 348 \times 10^3} = -0.0029 \text{ cm}^2 = 0$$

$$A'_s = 0$$

$\rightarrow$ On va ferrailer avec la section d'armatures minimale exigée par le RPA.

Exemple de calcul avec SOCOTEC :

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts.

The screenshot shows the 'BaelR' software window with the following data entered:

- Nom d'affaire :** []
- Nom du fichier :** sans nom
- Matériaux :**
 - Contrainte béton : f_{cj} 25 MPa
 - Limite élast. acier : f_{e} 348 MPa
 - Coef. acier/béton : n 15
- Géométrie :**
 - Largeur : b 0,40 m
 - Hauteur : h 0,4 m
 - Pgs. cdg armatures sup. : d' 0,035 m
 - Pgs. cdg armatures inf. : c 0,035 m
- Calcul :**
 - ☒ Calcul aux ELU : Effort normal : N_u 1330,05 kN ; Moment fléchissant : M_u 5,69 kN.m
 - ☐ Calcul aux ELS : Effort : N_s [] kN ; Moment : M_s [] kN.m
- Coefficients :**
 - durée chargement : θ 1,0
 - sécurité du béton : γ_b 1,5
 - sécurité de l'acier : γ_s 1,15
- Convention signes :**
 - $N > 0$: compression
 - $M > 0$: tend la fibre inférieure
- Fissuration :**
 - ☒ peu préjudiciable
 - ☐ préjudiciable
 - ☐ très préjudiciable
- Type d'armature :**
 - ☒ rond lisse
 - ☐ barre HA
 - ☐ bagre HA
- Sections d'armatures :**
 - supérieures : [] cm²
 - inférieures : [] cm²
- Diagramme :** A rectangular cross-section labeled '1G' with horizontal reinforcement lines at the top and bottom.

La section d'acier donnée par SOCOTEC :

The screenshot shows the 'Résultats' (Results) tab with the following data:

- Résultats aux ELU : Sections d'armatures**
 - supérieures : 0,00 cm²
 - inférieures : 0,00 cm²
 - Section entièrement comprimée.
- Résultats aux ELS : Contraintes**

	calculées	limites
béton fibre supérieure :	[] MPa	[] MPa
armatures supérieures :	[] MPa	[] MPa
armatures inférieures :	[] MPa	[] MPa
béton fibre inférieure :	[] MPa	[] MPa
- Diagramme :** A rectangular cross-section labeled '1G' with diagonal hatching, dimensions 0,4 m by 0,4 m, and reinforcement lines at the top and bottom.

Fig. VIII-2 – Calcul section d'acier avec logiciel « SOCOTEC ».

Le résultat trouvé manuellement est le même trouvé avec logiciel Socotec.

Remarque : Nous allons ferrailer par zones ; car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau :

Zone I : S/SOL, RDC, 1^{er} étage

Zone II : du 2^{ème} au 5^{ème} étage.

Zone III : du 6^{ème} au 8^{ème} étage.

Les résultats trouvés avec logiciel « Socotec » sont résumés dans les tableaux suivants :

- Sens longitudinal (M_3) :

Niv.	Section (cm ²)	Effort normal KN	Moment (kN.m)	(h/2-c) (cm)	e_u (cm)	Obs.	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	Choix armatures	A adoptée (cm ²)
Zone I	40x40	$N_{max}=1330.04$	$M_{corr} = 2.02$	16.5	0.15	SEC	0	0	3HA16	6.03
		$N_{min}=17.6$	$M_{corr}=0.77$	16.5	4.37	SEC	0	0	3HA16	6.03
		$N_{corr}=713.46$	$M_{max}=32.316$	16.5	8.11	SEC	0	0	3HA16	6.03
Zone II	35x35	$N_{max} = 890.17$	$M_{corr}=10.54$	14	1.18	SEC	0	0	3HA14	4.62
		$N_{min} = 28.04$	$M_{corr}=5.09$	14	8.15	SEC	0	0.02	3HA14	4.62
		$N_{cor}=356.33$	$M_{max}= 47.97$	14	3.46	SEC	0	0	3HA14	4.62
Zone III	30x30	$N_{max}=346.64$	$M_{corr}=7.85$	11.5	2.26	SEC	0	0	3HA12	3.39
		$N_{min}=1.46$	$M_{corr}=2.63$	11.5	1.80	SEC	0	0.23	3HA12	3.39
		$N_{corr}=78.05$	$M_{max}=36.96$	11.5	0.47	SEC	0	2.68	3HA12	3.39

Tab. VIII-2 – ferrailage des poteaux suivant le sens 2-2.

- Sens transversal (M_2) :

Niv.	Section (cm ²)	Effort normal KN	Moment (kN.m)	(h/2-c) (cm)	e_u (cm)	Obs.	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	Choix armatures	A adoptée (cm ²)
Zone I	40x40	$N_{max}=1330.04$	$M_{corr} = 5.69$	16.5	0.42	SEC	0	0	3HA16	6.03
		$N_{min}=17.6$	$M_{corr}=18.38$	16.5	14.4	SPC	0	1.03	3HA16	6.03
		$N_{corr}=231.39$	$M_{max}=77.61$	16.5	33.5	SPC	0	2.69	3HA16	6.03
Zone II	35x35	$N_{max} = 890.17$	$M_{corr}=19.42$	14	2.18	SEC	0	0	3HA14	4.62
		$N_{min} = 28.04$	$M_{corr}=15.62$	14	55.70	SPC	0	0.88	3HA14	4.62
		$N_{cor}=179.09$	$M_{max}= 60.02$	14	33.51	SPC	0	2.81	3HA14	4.62
Zone III	30x30	$N_{max}=346.64$	$M_{corr}=0.35$	11.5	0.10	SEC	0	0	3HA12	3.39
		$N_{min}=1.46$	$M_{corr}=11.87$	11.5	81.3	SPC	0	1.12	3HA12	3.39
		$N_{corr}=69.85$	$M_{max}=29.43$	11.5	42.13	SPC	0	1.98	3HA12	3.39

Tab. VIII-3 – ferrailage des poteaux suivant le sens 3-3.

• **Récapitulation de ferrillages des poteaux :**

Section	$A_{\min}$ (cm ²)	Choix d'armatures	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
40 x 40	12.80	8HA16	16.08
35 x 35	9.80	8HA14	12.32
30 x 30	7.20	8HA12	9.04

Tab. VIII-4 - Ferrillage des poteaux suivant les deux sens.

VIII-3 - Armatures transversales:

1- Recommandation du RPA 99/Version 2003 :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des

aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel:

- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.
- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de formule suivante:

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

- **V_u** : L'effort tranchant de calcul

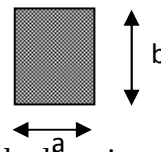
- **h₁** : Hauteur totale de la section brute

- **f_e** : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

- **°a** : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

λ_g : l'élancement géométrique du poteau

$$a_g \geq \begin{cases} \frac{l_f}{h} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \\ \frac{l_f}{a} \end{cases}$$



a et **b** : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation Considérée.

l_f : Longueur de flambement du poteau

L'expression de la longueur de flambement **l_f** est donnée suivant l'article (B.8.3.3 du BAEL91/99) : **l_f = 0.7 l₀**

$$t \leq \text{Min} (10\varnothing_l, 15\text{cm})$$

$$t' \leq 15 \varnothing_l$$

Ø: Le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité **d'armatures transversales minimale** $A_t/t.b_1$ en % est donnée comme suit:

Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3%

Si $\lambda_g \leq 3$: 0.8%

Si $3 < \lambda_g < 5$: Interpoler entre les valeurs limites précédentes

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_t$ minimal.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants ($\phi > 12 \text{ mm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

VIII-4 - Vérification à l'ELU :

1- Détermination des armatures transversales :

• Diamètre :

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_{\max} = \frac{1}{3} \times 16 = 5.33 \text{ mm} \rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Avec : $\phi_{\max}$: le diamètre maximal des armatures longitudinales.

• Espacement des armatures :

Dans la zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_L ; 15\text{cm}) \Rightarrow S_t = 10\text{cm}$

Dans la zone courante : $S_t \leq 15\phi_L = 18\text{cm} \Rightarrow S_t = 15\text{cm}$

Avec : $\phi_L = 12\text{mm}$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

• Vérification de la quantité d'armatures transversales : (Art.7.4.2.2)

Calcul de λ_g et de $A_{t\min}$:

- Poteau (30×30) :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7l_0}{a} = \frac{0.7 \times 266}{30} = 6.20 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.3\%$$

Zone nodale : $A_{t\min} = 0.003 \times 30 \times 10 = 0.90\text{cm}^2$

Zone courante : $A_{t\min} = 0.003 \times 30 \times 15 = 1.35\text{cm}^2$

- Poteau (35×35) :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7l_0}{a} = \frac{0.7 \times 266}{35} = 5.32 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.3\%$$

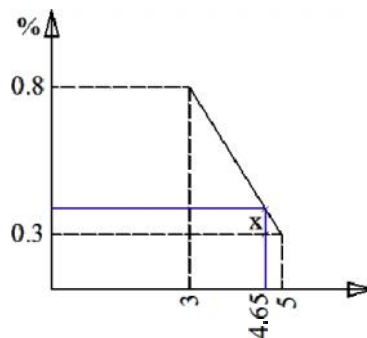
Zone nodale : $A_{t\min} = 0.003 \times 35 \times 10 = 1.05\text{cm}^2$

Zone courante : $A_{t\min} = 0.003 \times 35 \times 15 = 1.575\text{cm}^2$

- Poteau (40×40) :

$H_e = 3.06\text{m}$:

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7l_0}{a} = \frac{0.7 \times 266}{40} = 4.65 \rightarrow 3 < \lambda_g < 5 \rightarrow \text{On doit interpoler}$$



$$\frac{0.5}{2} = \frac{x}{0.35} \rightarrow x = 0.0875$$

$$\frac{A_t}{(b \times S_t)} = x + 0.30 = 0.0875 + 0.30 = 0.387\%$$

Zone nodale : $A_{t\min} = 0.00387 \times 40 \times 10 = 1.548\text{cm}^2$

Zone courante : $A_{t\min} = 0.00387 \times 40 \times 15 = 2.322\text{cm}^2$

$$H_e = 4.50\text{m} :$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7l_0}{a} = \frac{0.7 \times 410}{40} = 7.175 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.3\%$$

$$\text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0.003 \times 40 \times 10 = \mathbf{1.20\text{cm}^2}$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0.003 \times 40 \times 15 = \mathbf{1.80\text{cm}^2}$$

D'après les résultats trouvés ci-dessus, $A_t^{\min} > A_t \rightarrow$ les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées avec un cadre et un losange de **T8** de sections transversales : (**4Ø8 = 2.01cm²**) ; Sauf :

Les poteaux du RDC et 1^{er} étage (40x40 ; $h_e = 3.06$) $\rightarrow A_t^{\min}(\text{zone courante}) > 2.01\text{cm}^2$

Pour cela on doit augmenter le diamètre des armatures transversales ou bien réduire leur espacement .

$$t' = 15\text{cm} \rightarrow \mathbf{t' = 12\text{cm}}$$

$$A_t^{\min} = 2.322\text{cm}^2 \rightarrow A_t^{\min} = 0.00387 \times 40 \times 12 = \mathbf{1.857\text{cm}^2} < \mathbf{2.01\text{cm}^2}.$$

Sections des armatures transversales:

Etages	S/SOL	RDC-1	2-3-4-5	6-7-8
Sections	40×40	40×40	35×35	30×30
Efforts tranchants (kN)	4.18	21.48	16.99	13.25
Elancement géométrique λ_g	5.712	4.66	5.075	5.8
Coefficient correcteur ρ_1	2.5	3.75	2.5	2.5
A_t zone nodale ($S_t = 10\text{cm}$)	0.065	0.50	0.30	0.27
A_t zone courante ($S_t = 15\text{cm}$)	0.10	0.75	0.45	0.41
$A_t^{\min}$ zone nodale ($S_t = 10\text{cm}$)	1.20	1.548	1.05	0.90
$A_t^{\min}$ zone courante	1.80	1.857	1.575	1.35
Section adoptée en zone nodale (cm ²)	2Ø8=2.01 ($S_t = 10\text{cm}$)	2Ø8=2.01 ($S_t = 10\text{cm}$)	2Ø8=2.01 ($S_t = 10\text{cm}$)	2Ø8=2.01 ($S_t = 10\text{cm}$)
Section adoptée en zone Courante (cm ²)	2Ø8=2.01 ($S_t = 15\text{cm}$)	2Ø8=2.01 ($S_t = 12\text{cm}$)	2Ø8=2.01 ($S_t = 15\text{cm}$)	2Ø8=2.01 ($S_t = 15\text{cm}$)

Tab. VIII-5 – Sections des armatures transversales.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à **135°** ayant une longueur droite minimum **10 $\phi_{t\min} = 8\text{cm}$** .

2- Délimitation la zone nodale : (Art.7.4.2.1 RPA99/v.2003)

La zone nodale est constituée par le noeud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre principale.

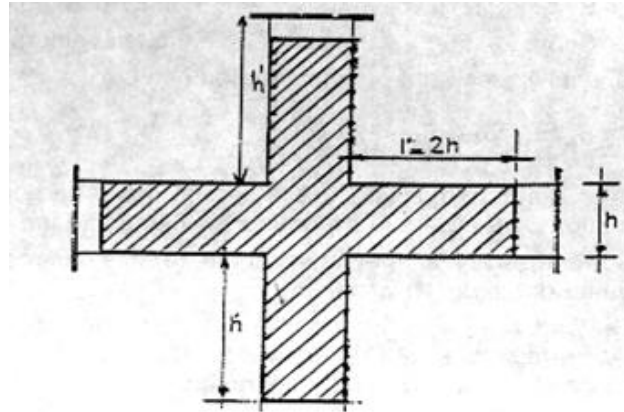


Fig. VIII-2 – La zone nodale.

- Au niveau des poutres : $L' = 2 \times h$; tel que : h est la hauteur de la poutre
- Au niveau des poteaux :
 $h' = \max \left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} \right)$
 h_1 et b_1 : sont les dimensions du poteau
 h_e : hauteur entre nus des poutres
- **Poteaux (40 x 40) :**
 - 1^{er} cas : $h_e = 4.50 \text{ m}$:
 $h' = \max \left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; \mathbb{E}_1 ; 60 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{410}{6} ; 40 ; 40 ; 60 \text{ cm} \right) = 70 \text{ cm}$
 - 2^{eme} cas : $h_e = 3.06 \text{ m}$:
 $h' = \max \left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; \mathbb{E}_1 ; 60 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{266}{6} ; 40 ; 40 ; 60 \text{ cm} \right) = 60 \text{ cm}$
- **Poteaux (35 x 35) :**
 $h' = \max \left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; \mathbb{E}_1 ; 60 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{266}{6} ; 35 ; 35 ; 60 \text{ cm} \right) = 60 \text{ cm}$
- **Poteaux (30 x 30) :**
 $h' = \max \left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; \mathbb{E}_1 ; 60 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{266}{6} ; 30 ; 30 ; 60 \text{ cm} \right) = 60 \text{ cm}$

3- Longueur minimale des recouvrements :

$$L_r = 40 \varnothing$$

$$\varnothing 16 \rightarrow L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} ; L_r = 70 \text{ cm}$$

$$\varnothing 14 \rightarrow L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} ; L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\varnothing 12 \rightarrow L_r = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} ; L_r = 50 \text{ cm}$$

4- Longueur d'ancrage (Art 6.16221 - BAEL91) :

$$l_s = \frac{\varnothing f_e}{4 \tau_{su}} ; \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

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

$$\Psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers a haute adhérence.}$$

$$\text{Pour les HA12 : } l_s = \frac{\varnothing f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 42.33 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA14 : } l_s = \frac{\varnothing f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 49.38 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA16 : } l_s = \frac{\varnothing f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.6 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 56.44 \text{ cm}$$

5- Vérification au cisaillement (Art7.4.3.2 / RPA 99) :

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 ;

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \tau_b = \frac{V_u}{bd} ; \quad \rho_d = \begin{cases} 0.075 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Niveau	V_u (kN)	d (cm)	h (cm)	λ_g	ρ_d	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Vérification
S/SOL (40x40)	4.18	36.5	40	7.175	0.075	0.0286	1.875	Ok
RDC -1er étage (40x40)	21.48	36.5	40	4.65	0.04	0.0001	1	Ok
2 – 3 – 4 et 5 ^{ème} étage (35x35)	21.99	31.5	35	5.32	0.075	0.0002	1.875	Ok
6- 7 et 8 ^{ème} étage(30x30)	13.25	26.5	30	6.2	0.075	0.0002	1.875	Ok

Tab. VIII-6 –Vérification au cisaillement.

VIII-5 - Vérification à l'ELS :**1- Condition de non fragilité:**

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \times bd$$

2- Vérification des contraintes à l'ELS:

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa (BAEL91/A.4.5.2)}$$

$$\text{Si : } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \rightarrow \text{section entièrement comprimée}$$

$$\text{Si : } e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \rightarrow \text{section partiellement comprimée}$$

• Vérification d'une section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre : $y_1 = y_2 + l_c$

y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

l_c : La distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 : est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p.y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$\begin{cases} p = -3 \times l_c^2 - 90.A_s' \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 90.A_s \cdot \frac{d - l_c}{b} \\ q = -2 \times l_c^3 - 90.A_s' \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 90.A_s \cdot \frac{d - l_c}{b} \end{cases}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcule Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

$$\text{Si : } \Delta \geq 0 : t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q) ; u = \sqrt[3]{t} \Rightarrow y_2 = u - \frac{p}{4.u}$$

Si : $\Delta < 0 \Rightarrow$ l'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) ; y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) ; y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec : $\alpha = \arccos \frac{3.q}{2.p} \times \frac{-3}{p}$; $a = 2. \frac{-p}{3}$

Nous tiendrons pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + 1 < h$$

$$\text{Donc : } y_1 = y_2 + l_c$$

$$I = \frac{b.y_1^3}{3} + 15 \times A_s \cdot d - y_1^2 + A'_s \cdot (y_1 - c')^2$$

Le moment d'inertie de la section est donné par rapport à l'axe neutre.

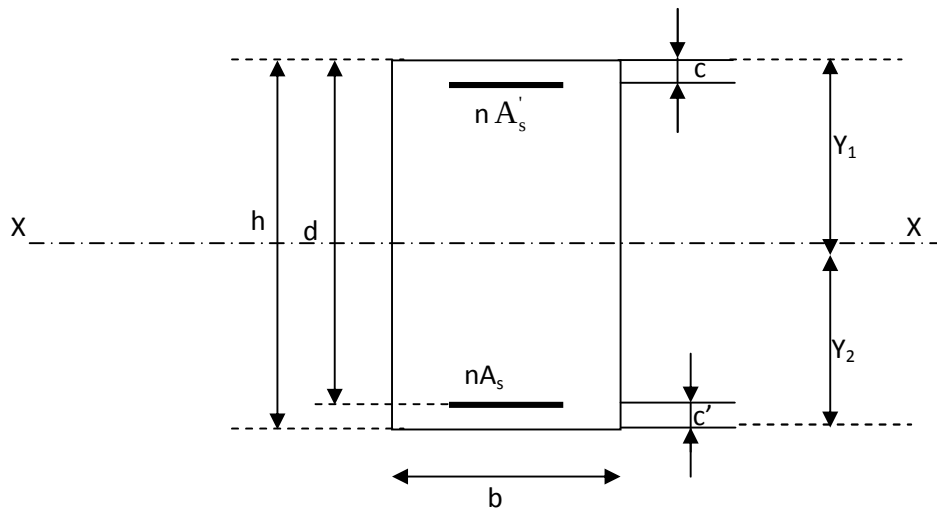


Fig. VIII-3 -Section homogénéisée de béton.

Finalement : la contrainte de compression dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \cdot y_1 \leq \sigma_{bc}$

• **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

On calcule l'aire de la section homogène totale :

$$S = bh + 15 \times (A_s + A'_s)$$

On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \times \frac{A'_s \times 0.5h - d' - A_s \times (d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh \times X_G^2 + 15 \times A'_s \times (0.5h - d' - X_G)^2 + A_s \times (d - 0.5h + X_G)^2$$

Les contraintes dans le béton sont :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_s - X_G) \times (\frac{h}{2} - X_G)}{I} & \text{sur la fibre supérieure} \\ \sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e_s - X_G) \times (\frac{h}{2} - X_G)}{I} & \text{sur la fibre inférieure} \end{cases}$$

Nous vérifions que : $\max(\sigma_{sup} ; \sigma_{inf}) \leq \sigma_{bc}$

Remarque : Si les contraintes sont négatives, on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

Les résultats des vérifications sont résumés dans les tableaux suivants:

Sens longitudinal (2-2) :

Sec.	Sollicitations	N _s (kN)	Ms (kN.m)	es (cm)	h/6 (cm)	Nature	Béton				Acier			
							σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	σ (MPa)	Obs.	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	σ (MPa)	Obs.
40x40	N _{max} - M _{cor}	967.62	1.46	0.15	6.67	SEC	3.60	4.18	15	ok	83.5	80.8	400	ok
	N _{min} - M _{cor}	230.14	4.4	1.91	6.67	SEC	0.40	0.68	15	ok	23.7	15.3	400	ok
	M _{3max} - N _{cor}	412.82	15.92	3.86	6.67	SEC	0.00	0.58	15	ok	50.3	19.8	400	ok
35x35	N _{max} - M _{cor}	647.88	7.631	1.18	5.83	SEC	2.59	2.99	15	ok	82.6	61.2	400	ok
	N _{min} - M _{cor}	90.75	4.006	4.41	5.83	SEC	0.00	0.00	15	ok	15.7	14.5	400	ok
	M _{3max} - N _{cor}	149.54	18.136	12.13	5.83	SPC	0.00	0.00	15	ok	45.5	-22.6	400	ok
30x30	N _{max} - M _{cor}	252.63	5.696	2.25	5.00	SEC	0.94	1.07	15	ok	50	25.7	400	ok
	N _{min} - M _{cor}	9.43	0.017	0.18	5.00	SEC	0.07	0.07	15	ok	1.4	1.4	400	ok
	M _{3max} - N _{cor}	46.91	14.625	31.18	5.00	SPC	0.00	0.00	15	ok	46.1	-116.9	400	ok

Sens transversal (3-3) :

Section ns	Sollicitations	N _s (kN)	Ms (kN.m)	es (cm)	h/6 (cm)	Nature	Béton				Acier			
							σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	σ (MPa)	Obs.	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	σ (MPa)	Obs.
40x40	N _{max} - M _{cor}	967.62	4.09	0.42	6.67	SEC	3.30	3.97	15	ok	86.1	78.2	400	ok
	N _{min} - M _{cor}	230.14	0.098	0.04	6.67	SEC	0.88	1.01	15	ok	19.6	19.4	400	ok
	M _{3max} - N _{cor}	769.81	24.544	3.19	6.67	SEC	0.21	1.49	15	ok	88.8	41.9	400	ok
35x35	N _{max} - M _{cor}	647.88	14.124	2.18	5.83	SEC	1.70	2.26	15	ok	91.7	52.1	400	ok
	N _{min} - M _{cor}	90.75	0.059	0.07	5.83	SEC	0.50	0.53	15	ok	10.2	10	400	ok
	M _{3max} - N _{cor}	537.24	16.182	3.01	5.83	SEC	0.00	1.37	15	ok	82.3	37	400	ok
30x30	N _{max} - M _{cor}	252.63	0.249	0.10	5.00	SEC	1.94	1.98	15	ok	38.4	37.3	400	ok
	N _{min} - M _{cor}	9.43	0.176	1.87	5.00	SEC	0.04	0.05	15	ok	1.8	1	400	ok
	M _{3max} - N _{cor}	75.49	11.451	15.17	5.00	SPC	0.00	0.00	15	ok	41.3	47.7	400	ok

Introduction:

Le ferrailage d'un voile consiste en la détermination de ces armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues à G et Q et horizontales dues au séisme.

Dans le but de faciliter la réalisation et d'alléger les calculs, on décompose le bâtiment en (03) zones :

Zone I : S/SOL ,RDC, 1^{er} étage

Zone II : 2^{ème} étage, 3^{ème} étage, 4^{ème} étage, 5^{ème} étage

Zone III : 6^{ème} étage 8^{ème} étage

Les combinaisons d'action sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre, sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91 :
$$\frac{1.35G + 1.5Q}{G + Q}$$

Selon le RPA révisé 2003
$$\frac{G + Q \pm E}{0.8G \pm E}$$

Les armatures constituant le ferrailage d'un voile plein seront déterminées en suivant les démarches suivantes :

X-1- Ferrailage des voiles:

La méthode utilisée est la méthode de la RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

a) Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} + \frac{M.V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton

I : moment d'inertie du voile.

V et V' : bras de levier

$$V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$$

Le calcul se fera pour des bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

h_e : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

h_e = h_{étage} - h_{poutre}

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}$$

L_t : longueur tendue avec : L_t = L - L_c

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

- **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e \quad \text{et}$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

Avec e : épaisseur du voile.

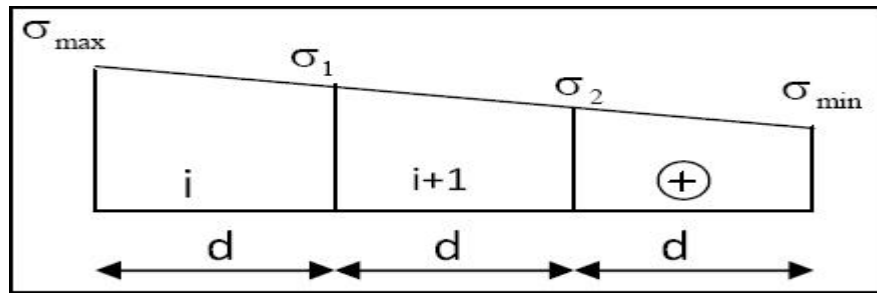


Figure X-1- Diagramme d'une section entièrement comprimée.

- Section partiellement comprimée

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e \quad \text{et} \quad N_{i+1} = \frac{\sigma_i}{2} (L_t - d) \times e$$

$$\text{Avec : } \sigma_1 = \frac{\sigma_{min} (L_t - d)}{L_t}$$

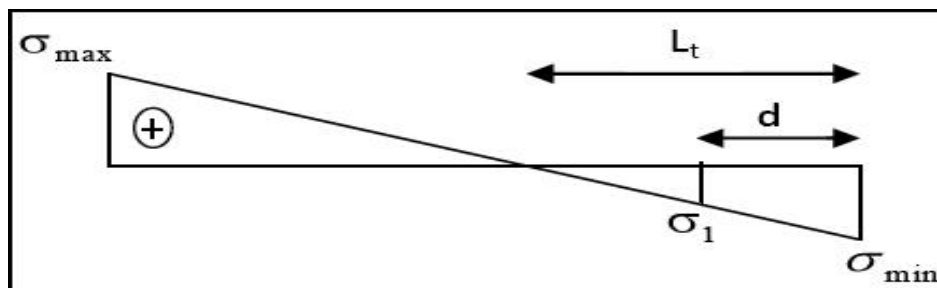


Figure X-3- Diagramme d'une section partiellement comprimée

- Section entièrement tendue

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

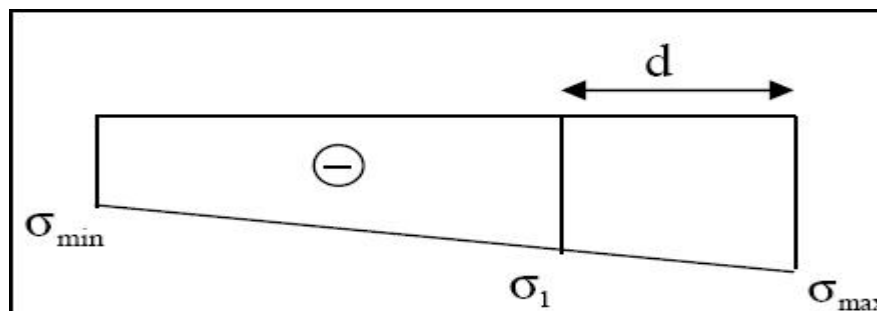


Figure X-3- Diagramme d'une section entièrement tendus.

b) Calcul des armatures :

1-Armatures verticales :

- Section entièrement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i + B + f_{bc}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile.

σ_{s2} : Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2‰).

Combinaisons courantes : $\sigma (2\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

Combinaisons accidentelles : $\sigma (2\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

σ_{s10} : Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (10‰).

Combinaisons courantes : $\sigma (10\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

Combinaisons accidentelles : $\sigma (10\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$

- **Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

σ_{s2} : Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2‰).

2- Armatures minimales :

- **Pour une Section entièrement comprimée :**

$$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

$$0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_{min} \geq \max \frac{0.23 B f_{t28}}{f_e}; 0.005 B$$

- **Pour une Section entièrement tendue :**

$$A_{min} \geq \max \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0.15\% B$$

Avec :

B : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à **0.2 %** de la section horizontale du béton tendu.

3-Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10Φ** et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales.

$$A_h = \frac{A_v}{4}$$

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

$$A_h \geq 0.15\% B \text{ Globalement dans la section du voile.}$$

$$A_h \geq 0.10\% B \text{ Zone courante.}$$

B : Section du béton

Av: Section d'armature verticale.

4-Armatures de montages (transversales) :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après **l'article 7.7.4.3 du RPA 2003**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (05) épingles au mètre carré.

5-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 : $T = 1.4L \cdot V_u$

V_u : effort tranchant calculé au niveau considéré

- Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

6- Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

C) Disposition constructives :

✓ Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min 1.5e; 30cm \quad \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Avec : e = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

✓ Longueur de recouvrement :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- Le long des joints de reprise de coulage l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture.

✓ Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

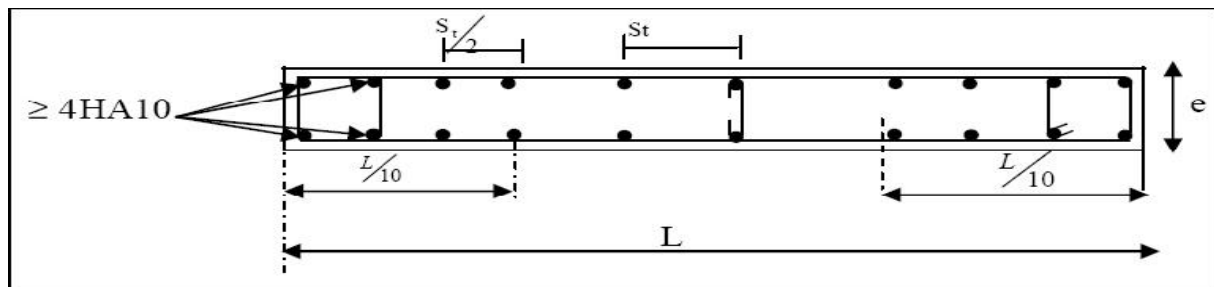


Figure X-4 : Disposition constructives

X-2- Vérification :

a) Vérification à l'ELS :

Pour cet état, il considère :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

Avec :

N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

b) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Contrainte de cisaillement dans le béton τ_b doit être inférieure à la contrainte admissible $\bar{\tau}_b$.

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

Avec : $V = 1.4 V_{u\text{calculé}}$

b_0 : Épaisseur du linteau du voile

d : hauteur utile $d=0.9h$

h : hauteur totale de la section brute.

D'après le BAEL91 :

Il faut vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}$$

X-3-Exemple de calcul : Ferrailage des voiles longitudinaux VL1, VL2, VL4, VL6, VL9, VL11, VL12 et VL14 (L= 1,30 m): dans la zone I :

1) Caractéristiques géométriques : L= 1.30 m ; B =0.26 m²

$$\pm_{\min} = -5422.08 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\pm_{\max} = 1402.50 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$T = 409.18 \text{ KN}$$

$$L_c = \frac{\pm_{\max}}{\pm_{\max} + \pm_{\min}} \times L = 0.29 \text{ m}$$

$$L_c = 0.29 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 1.30 - 0.29 = 1.01 \text{ m}$$

$$d \leq \min (h_e/2, 2L_c/3) = \min(2.05, 0.19)$$

On prend $d = 0.19 \text{ m}$

$$\pm_1 = \frac{(L_t - d) \pm_{\min}}{L_t} \Rightarrow \{\pm_1 = 4402.08 \text{ KN} / \text{m}^2\}$$

$$N_1 = \frac{\pm_{\min} + \pm_1}{2} \times d \times e = 186.66 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\pm_1}{2} \times (L_t - d) \times e = 360.97 \text{ KN}$$

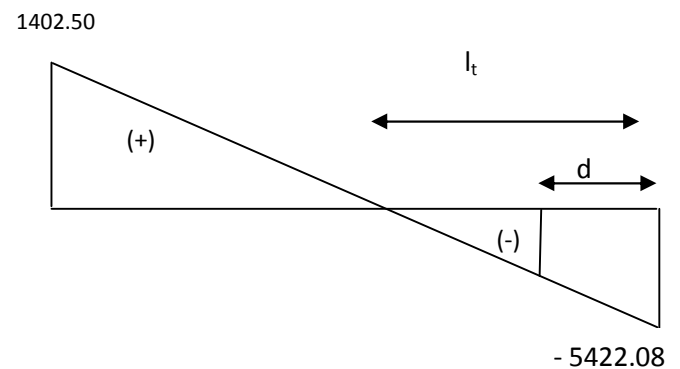


Fig X-5«Diagramme des contraintes »

2) Calcul des armatures :

• Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\pm_{s2}} = \frac{186.66 \times 10}{400} = 4.66 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\pm_{s2}} = \frac{360.97 \times 10}{400} = 9.02 \text{ cm}^2$$

• Armatures de couture

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} = 1.1 \times 1.4 \times 409.18 / 40 = 15.75 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales : (BAEL 91).**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{B_1 f_{t28}}{f_e}; 0,0015 \cdot B_1 \right) = \max \left(\frac{2020 \times 2.1}{400}; 0.0015 \times 2020 \right) = \max(0.11; 3.03)$$

$$A_{\min} \geq 3.03 \text{ cm}^2$$

3) Ferrailage :

- **Armatures verticales**

$$A_1 = A_{v1} + A_{vj}/4 = 4.66 + (15.75/4) = 8.60 \text{ cm}^2 / \text{bande} = 4.30 \text{ cm}^2 / \text{bande / nappe}$$

$$A_2 = A_{v2} + A_{vj}/4 = 9.02 + (15.75/4) = 12.96 \text{ cm}^2 / \text{bande} = 6.48 \text{ cm}^2 / \text{bande / nappe}$$

On adopte :

$$A_1 = 3\text{HA}14 / \text{bande / nappe} = 4.62 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = (7.5 \text{ cm})$$

$$A_2 = 5\text{HA}14 / \text{bande / nappe} = 7.70 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 15 \text{ cm}.$$

- **Armatures horizontales**

$$A_H = \frac{A_v}{4} = 3.08 > A_{\min} = 1.55 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA10 = 3.92 cm² / ml (de hauteur); avec $S_H = 20 \text{ cm}$

- **Armatures transversales : (art-7-7-4-3, RPA 99)**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec aux moins quatre (4) épingles par mètre carré.

On adopte : 4 épingles de HA8 par mètre carré.

- **Les potelets :**

Vu que la section d'armature dans le poteau est supérieure à celle du voile, alors on adopte le même ferrailage que celui du poteau.

4) Vérifications :

- **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \text{ condition vérifiée}$$

- **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A_v} \Rightarrow \pm_b = 1.46 \text{ MPa}$$

$$\pm_{bc} = 1.46 \text{ MPa} \leq \pm_b = 15 \text{ MPa} \text{ La condition est vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte au cisaillement :**

_ Selon le RPA 99 (art : 7-7-2, RPA 99) :

$$\tau_b = \frac{1.4T}{0.9he}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 409.18 \times 10}{20 \times 0.9 \times 130} = 2.44 \text{ MPa} \leq \tau_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b \leq \tau_b = 5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

_ Selon le BAEL 91 :

$$\tau_b = \frac{T}{0.9 \cdot h \cdot e}$$

$$\tau_u = \frac{409.18 \times 10}{20 \times 0.9 \times 140} = 1.74 \text{ MPa} \leq \tau_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \tau_u = 2.5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Les résultats de calcul du ferrailage des autres voiles, ainsi que les vérifications des contraintes sont donnés par les tableaux ci-dessous

1-Ferraillage des voiles longitudinaux VL1, VL2, VL4, VL6, VL9, VL11, VL12 et VL14 (L=1,40 m):

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.30	1.35	1.40
	e (m)	0.2	0.2	0.2
	B (m)	0.26	0.27	0.28
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]	1402.5	1172.65	2972.39
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]	-5422.08	-4124.5	-4105.25
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	409.18	400.38	268.61
	L _t (m)	1.03	1.05	0.81
	L _c (m)	0.27	0.30	0.59
	d (m)	0.18	0.20	0.39
	σ_1 [KN/m ²]	4487.08	3342.73	2123.66
	N (kN)	N ₁	176.49	148.77
		N ₂	383.53	284.77
	A _v (cm ²)	A _{v1}	4.41	3.72
		A _{v2}	9.59	7.12
	A _{vi} (cm ²)		15.75	15.41
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	8.35	7.57
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	13.53	10.97
	A _v /nappe (cm ²)	Bonde1	4.18	3.79
		Bonde 2	6.76	5.49
	A _{min} BAEL (cm ²)		1.87	2.09
	A _{min} RPA (cm ²)		0.07	0.08
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	3HA14	3HA14
		Bonde 2	5HA14	5HA12
	S _t (cm)	Bonde1	7,5cm-15 cm	7,5cm-15 cm
		Bonde 2	15cm	15cm
	A _{hmin} RPA=0.0015*B (cm ²)/bande/nappe		1.55	1.58
	A _H /nappe (cm ²)		2.73	2.32
	Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA10	5HA10
	ep =20cm		(A=3,93cm ²)	(A=3,93cm ²)
			(A=3,93cm ²)	(A=3,93cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	σ_u (MPa)=	1.749	1.648
		σ_b (MPa)=	2.448	2.307
	ELS	N _s (kN)	-124.15	-96.11
		$\pm\sigma_b$ (MPa)=	1.46	1.28

2-Ferraillage des voiles longitudinaux VL3, VL5, VL8 et VL13 (L = 1.65 m) :

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.55	1.60	1.65
	e (m)	0.2	0.2	0.2
	B (m)	0.31	0.32	0.33
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]	2255.14	955.04	627.17
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]	-6545.82	-3050.14	-1798.05
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	480.20	430.38	261.89
	L _t (m)	1.15	1.22	1.22
	L _c (m)	0.40	0.38	0.43
	d (m)	0.26	0.25	0.28
	σ_1 [KN/m ²]	5042.39	2413.45	1379.94
	N (kN)	N ₁	306.83	138.97
		N ₂	447.79	232.69
	A _v (cm ²)	A _{v1}	7.67	3.47
		A _{v2}	11.19	5.82
	A _{vi} (cm ²)		18.49	16.57
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	12.29	7.62
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	15.82	9.96
	A _v /nappe (cm ²)	Bonde1	6.15	3.81
		Bonde 2	7.91	4.98
	A _{min} BAEL (cm ²)		2.78	2.67
	A _{min} RPA (cm ²)		0.11	0.10
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	4HA14	4HA12
		Bonde 2	6HA14	6HA12
	S _t (cm)	Bonde1	7,5cm-15 cm	7,5cm-15 cm
		Bonde 2	15cm	15cm
	A _{hmin} RPA=0.0015*B (cm ²)/bande/nappe		1.73	1.83
	A _H /nappe (cm ²)		3.51	2.20
	Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA10	5HA10
	ep =20cm		(A=3,93cm ²)	(A=3,93cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	σ_u (MPa)=	1.721	1.494
		σ_b (MPa)=	2.410	2.092
	ELS	N _s (kN)	-100.12	-76.61
		$\pm\sigma_b$ (MPa)=	0.77	0.91

3-Ferraillage des voiles longitudinaux VL7 et VL10 (L = 2.00 m):

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1.90	1.95	2.00
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.38	0.39	0.4
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]		2194.87	348.45	1162.81
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]		-5502.06	-2100	-1951.64
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		416.08	328.35	176.11
	L _t (m)		1.36	1.67	1.25
	L _c (m)		0.54	0.28	0.75
	d (m)		0.36	0.19	0.50
	σ_1 [KN/m ²]		4038.81	1867.70	1176.43
	N (kN)	N ₁	344.62	73.41	155.72
		N ₂	402.66	277.82	88.88
	A _v (cm ²)	A _{v1}	8.62	1.84	3.89
		A _{v2}	10.07	6.95	2.22
	A _{vi} (cm ²)		16.02	12.64	6.78
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	12.62	5.00	5.59
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	14.07	10.11	3.92
	A _v /nappe (cm ²)	Bonde1	6.31	2.50	2.79
		Bonde 2	7.04	5.05	1.96
	A _{min} BAEL (cm ²)		3.79	1.94	5.23
	A _{min} RPA (cm ²)		0.14	0.07	0.20
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	5HA14	3HA12	5HA12
		Bonde 2	6HA14	11HA12	5HA12
	S _t (cm)	Bonde1	7,5cm	7,5 cm	7,5 cm
		Bonde 2	15cm	15cm	15cm
	A _{hmin} RPA=0.0015*B (cm ²)/bande/nappe		2.04	2.51	1.88
	A _H /nappe (cm ²)		3.34	1.89	1.19
	Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA10	5HA10	5HA10
	ep =20cm		(A=3,93cm ²)	(A=3,93cm ²)	(A=3,93cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	σ_u (MPa)=	1.217	0.935	0.489
		σ_b (MPa)=	1.703	1.310	0.685
	ELS	N _s (kN)	-73.35	-17.49	-6.15
		$\pm_b$ (MPa)=	0.48	0.20	0.11

4-Ferraillage des voiles transversaux VT1, VT2, VT3, VT4 (L = 3.20 m) :

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.10	3.15	3.2
	e (m)	0.2	0.2	0.2
	B (m)	0.62	0.63	0.64
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]	1146.47	562.77	264.27
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]	-5067.08	-2097.43	-1068.07
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	980.28	890.75	680.98
	L _t (m)	2.53	2.48	2.57
	L _c (m)	0.57	0.67	0.63
	d (m)	0.38	0.44	0.42
	σ_1 [KN/m ²]	4302.77	1722.25	891.89
	N (kN)	N ₁	169.69	82.94
		N ₂	351.23	191.05
	A _v (cm ²)	A _{v1}	8.93	2.07
		A _{v2}	8.78	4.78
	A _{vj} (cm ²)		37.74	26.22
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	18.37	8.63
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	32.53	11.33
	A _v /nappe (cm ²)	Bonde1	9.18	4.31
		Bonde 2	16.26	5.67
	A _{min} BAEL (cm ²)		4.00	4.44
	A _{min} RPA (cm ²)		0.15	0.17
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	6HA14	5HA12
		Bonde 2	14HA14	14HA12
	S _t (cm)	Bonde1	7,5cm	7,5cm
		Bonde 2	15cm	15cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande/nappe		3.79	3.85
	A _H /nappe (cm ²)/nappe		6.36	2.49
	Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA12	5HA10
Vérification des contraintes	ep =20cm		(A=6,79cm ²)	(A=3,93cm ²)
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	σ_u (MPa)=	1.757	1.571
		σ_b (MPa)=	2.459	2.199
	ELS	N _s (kN)	-89.52	-30.74
		$\pm\sigma_b$ (MPa)=	0.19	0.16

Introduction :

Les fondations d'une construction sont les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la super structure. Un choix judicieux du système de fondations doit toujours satisfaire les exigences concernant la sécurité (capacité portante) et l'aptitude au service. De plus, des considérations d'ordre économique, esthétique et d'impact sur l'environnement sont à respecter.

XI-1- Choix et type de fondations :

le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- _ stabilité de l'ouvrage (rigide).
- _ facilite d'exécution (coffrage).
- _ économie.

- **Etude de sol :**

L'étude géologique du site de notre ouvrage, a donné une contrainte de 2 bars.

Remarque :

Les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 5 à 10cm d'épaisseur dosé à 150Kg/m^3 de ciment.

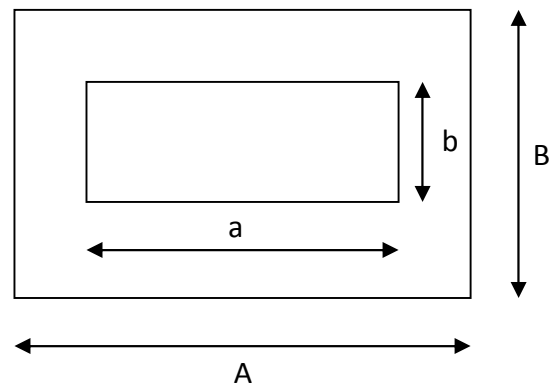
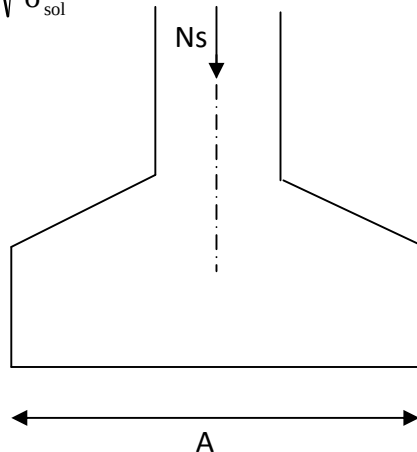
1) Semelles isolés sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $N_{s_{\max}}$ qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous sol.

$$A \times B \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$\text{Homothétie des dimensions : } \frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{40}{40} = 1 \Rightarrow A = B$$

$$\text{D'où } B \geq \sqrt{\frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}}$$



- **Exemple de calcul :**

$$N_{\text{ser}} = 1315.11\text{KN}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 0.2 \text{ MPa.}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1315.11}{200}} = 2.56\text{m} \Rightarrow A = B = 2.60\text{m}$$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles entrain un chevauchement des fondations, alors Il y'a lieu donc d'opter pour des semelles filantes.

2) Semelles filantes :

a) Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_s \rightarrow \frac{G + Q}{B \cdot L} \leq \sigma_s \rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

voile	G+Q	L(m)	B(m)	S=B.L(m ²)
VT ₁	1570.63	3.10	2.53	7.84
VT ₂	1573.36	3.10	2.54	7.87
VT ₃	1541.68	3.10	2.48	7.69
VT ₄	1542.50	3.10	2.49	7.72
				31.12

Tableau XI -1 semelles filantes sous voiles (sens transversal)

Voile	G+Q	L(m)	B(m)	S=B.L(m ²)
VL ₁	363.53	1.30	1.40	1.82
VL ₂	346.21	1.30	1.33	1.73
VL ₃	411.44	1.30	1.58	2.05
VL ₄	324.14	1.30	1.25	1.63
VL ₅	462.60	1.55	1.49	2.31
VL ₆	493.60	1.30	1.90	2.47
VL ₇	380.06	1.90	1.00	1.90
VL ₈	456.86	1.55	1.47	2.28
VL ₉	532.63	1.30	2.05	2.67
VL ₁₀	374.03	1.90	0.98	1.86
VL ₁₁	360.64	1.30	1.39	1.81
VL ₁₂	343.43	1.30	1.32	1.72
VL ₁₃	408.99	1.55	1.32	2.05
VL ₁₄	321.69	1.30	1.24	1.61
				27.91

Tableau XI-2 semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

$$S_v = \sum S_i = 59.03m^2$$

Avec : SV : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

b) Semelles filantes sous poteaux :

• **Hypothèse de calcul :**

Les semelles sont infiniment rigides et engendrent une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissant sur la semelle.

Etape de calcul :

1- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$

2- Détermination de coordonnée de la résultante R : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R = \sum N_i}$

3- Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

$e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire.

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\frac{L}{4}} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

4- Détermination de la largeur de la semelle $B \geq \frac{q_{\frac{L}{4}}}{\sigma_{sol}}$

5- Détermination de la hauteur de la semelle : $\frac{L}{6} \leq \frac{B}{t} \leq \frac{L}{6}$

Avec :

L : distance entre nus des poteaux.

On fera les calculs sous le portique transversal (3-3), les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

poteaux	N_{ser}	M_i	e_i m	$N_{ser} \times e_i$
11	392.96	-3.92	-7.50	-2947.20
12	528.21	1.09	-4.00	-2112.84
13	941.21	-4.00	-0.50	-470.61
14	485.68	2.96	4.00	1942.72
15	290.52	1.37	7.50	2178.90
	2638.58	-2.50		-1409.03

Tableau XI-3 : Résultante des charges sous poteaux.

• **Exemple de calcul :**

La charge totale transmise par les poteaux est :

$$R = \sum N_i = 2638.58 \text{ KN}$$

*Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = 1.34 \leq \frac{13.40}{6} = 2.23m \quad \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{2638.58}{13.40} \left(1 + \frac{6 \times 1.34}{13.40} \right) = 315.05 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{2638.58}{13.40} \left(1 - \frac{6 \times 1.34}{13.40} \right) = 78.76 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\frac{L}{4}} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{2638.58}{13.40} \left(1 + \frac{3 \times 1.34}{13.40} \right) = 255.98 \text{ KN/m}^2$$

*Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{\frac{L}{4}}}{\sigma_{sol}} = B \geq \frac{255.98}{200} = 1.28m$$

On prend : **B = 1.50m.**

On aura donc, $S = 1.50 \times 15.30 = 22.95 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = (S \times n) + S_v$

$$S_t = (22.95 \times 5) + 59.03 = 173.78 \text{ m}^2$$

Avec : n : Nombre de portique dans le sens considéré.

★ Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est : $S_{bat} = 188.19 \text{ m}^2$

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{173.78}{188.19} = 0.92 \Rightarrow 92\% \text{ de la surface de l'assise}$$

La surface totale des semelles représente 97% de la surface du bâtiment.

Conclusion :

Vu que les semelles occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, on opte alors pour radier général.

3) Radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation.
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements

1) Pré-dimensionnement du radier :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25 \text{ cm}$)

a) La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$l_d \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$l_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{3.50}{20}$$

$$l_d > 0.18 \text{ m} \rightarrow \text{on prend } h_d = 30 \text{ cm}$$

b) La nervure:

La nervure (poutre) du radier doit satisfaire à la condition suivante:

$$l_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{3.50}{10} = 0.35 \text{ m} \rightarrow \text{on prend: } h_n = 70 \text{ cm}$$

c) La hauteur élastique: $L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{k \times b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie: $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e$ ce qui conduit à $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \times \frac{3k}{E}}$

Avec:

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m).

E : Module de déformation longitudinale déformée $E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$

L_{max} : Distance maximale entre deux nervures successives
d'où:

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 3.50\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.87}} = 0.65 \text{ m} \quad \text{soit } h = 70 \text{ cm}$$

d'où:

$$0.4 \varnothing_n \leq b_n \leq 0.7 \varnothing_n \rightarrow 0.4 \times 70 \leq b_n \leq 0.7 \times 70$$

$$28 \leq b_n \leq 49 \rightarrow b_n = 45 \text{ cm}$$

Conclusion:

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant pour le radier:

$\varnothing_n = 70 \text{ cm}$ Nervure.

$\varnothing_d = 30 \text{ cm}$ Épaisseur de dalle.

$b_n = 45 \text{ cm}$ Largeur de la nervure.

XI-2- Détermination des efforts :

D'après le (BAEL91), on doit ajouter au radier un débord minimal de:

$$L_{deb} \geq \max \left\{ \frac{\varnothing_n}{2}; 30 \right\} \text{ avec: } \varnothing_n = \text{la } \varnothing \text{ hauteur de la nervure}$$

$$L_{deb} \geq \max \left\{ \frac{70}{2}; 30 \right\} \rightarrow L_{deb} \geq 35 \text{ cm} \text{ On prend: } L_{deb} = 40 \text{ cm}$$

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$$

$$S_{rad} = 188.19 + 15.30 + 12.30 \times 2 \times 0.40 = 210.27 \text{ cm}^2$$

XI-3- Calcul des sollicitations à la base du radier :

1) Charges permanentes:

G_1 : charges permanentes de la superstructure $G_1 = 26521.02 \text{ KN}$

G_2 : charges permanentes de l'infrastructure (radier)

$$G_2 = G_{dalle} + G_{nervure} + G_{TVO} + G_{dalle \text{ flottante}}$$

- **Poids de la dalle :** $G_{dalle} = S_{rad} \times \varnothing_d \times \rho_b \rightarrow 210.27 \times 0.30 \times 25 = 1577.03 \text{ KN}$

- **Poids des nervures :** $P_{nervur} = b_n \times (\varnothing_n - \varnothing_d) \times L \times n \times \rho_b$
 $G_n = 0.45 \times (70 - 30) \times 15.3 \times 5 \times 25 + 0.45 \times (70 - 30) \times 12.30 \times 5 \times 25$
 $G_n = 610.00 \text{ KN}$

- **Poids de TVO :** $G_{TVO} = S_{rad} - S_{nervure} \times (\varnothing_n - \varnothing_d) \times \rho$
 $S_{nervure} = 0.45 \times 15.30 \times 5 + 0.45 \times 12.33 \times 5 = 62.10 \text{ m}^2$
 $G_{TVO} = 188.19 - 62.10 \times (70 - (30 + 10)) \times 17 = 653.06 \text{ KN}$

- **Poids de la dalle flottante libre :** (ep=10cm)
 $P_{df} = 188.19 \times 0.10 \times 25 = 470.48 \text{ KN}$

$$G_{rad} = 1577.03 + 610.00 + 653.06 + 470.48 = \mathbf{3310.54KN}$$

2) Surcharges d'exploitations :

Surcharge de bâtiment : $Q = 4105.90KN$

Surcharge du radier : $4 \times 188.19 = 752.76KN$

➤ **Poids total de la structure :**

$$G_{tot} = G_{bat} + G_{rad} = 26521.02 + 29831.56 = \mathbf{KN}$$

$$Q_{tot} = Q_{bat} + Q_{rad} = 4105.90 + 752.76 = 4858.66KN$$

3) Combinaison d'actions :

• **ELU:**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q \rightarrow 1.35 \times 29831.56 + (1.5 \times 4858.66) = 47622.70$$

$$N_u = \mathbf{47622.70KN}$$

• **ELS:**

$$N_s = G + Q \rightarrow 29831.56 + 4858.66 = \mathbf{34690.22KN.}$$

4) Calcul des caractéristiques géométriques du radier :

• **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_j = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = \mathbf{6.15 m}$$

$$Y_j = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = \mathbf{7.65 m}$$

• **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \frac{b^3}{12} = \frac{12.30 \times 15.30^3}{12} = \mathbf{3671.12 m^4}$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{15.30 \times 12.30^3}{12} = \mathbf{2372.61 m^4}$$

XI-4- Vérifications :

❖ **Vérification à la contrainte de cisaillement:: (BAEL91/Art A.5.1.211)** Il faut vérifier que:

$$\tau_u = \frac{T_{max}^u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa$$

$$b=100cm; d=0.9h_d=0.90 \times 0.30 = 27cm$$

$$T_{max}^u = q_u \times \frac{l_{max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} = \frac{47622.70}{210.27} \times \frac{4.50}{2} = \mathbf{509.59KN}$$

$$\tau_u = \frac{509.59 \times 10^3}{1000 \times 270} = \mathbf{1.88MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4MPa \rightarrow \bar{\tau} = 2.5MPa$$

$$\tau_u = 1.88MPa < \bar{\tau} = 2.5MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de la stabilité du radier**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(k=0)} + T_{j(k=0)} \cdot \square$$

$M_{j(k=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment

$T_{j(k=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment

h : profondeur de l'infrastructure

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne: $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$

Ainsi on doit vérifier les conditions suivantes :

- **ELU:**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33\sigma_{sol}^{cal}$$

- **ELS:**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}^{cal}$$

$$\sigma_{sol}^{cal} = \frac{R_p}{7} = 2bars$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

V : distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

$$N_u = 47622.70 \text{ KN}$$

$$N_s = 34690.22 \text{ KN}$$

$$M_{0x} = 1952.18 \text{ KN.m}$$

$$T = 1796.00 \text{ KN}$$

$$M_{0y} = 1912.46 \text{ KN.m}$$

$$T = 1593.87 \text{ KN}$$

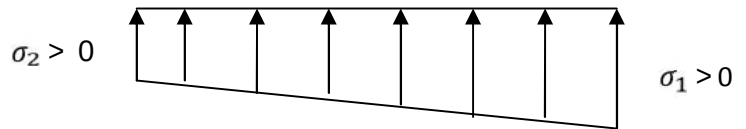
- **Calcul des moments:**

$$M_x = 1952.18 + (1796.00 \times 0.70)$$

$$M_x = 3209.38 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 1912.46 + (1593.87 \times 0.70)$$

$$M_y = 3028.17 \text{ KN.m}$$



Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant:

SENS		ELU			ULS		
	CONTRAINTES	σ_1	σ_2	σ_m	σ_1	σ_2	σ_m
	longitudinal xx:	234.28	218.16	230.25	173.30	156.66	169.14
	transversale yy:	219.80	206.44	216.46	171.66	158.30	168.32

_ Sens longitudinal xx:

- **ELU:**

$$\sigma_m = 230.25 \text{ KN/ m}^2 < 1.33\sigma_{sol}^{cal} = 266 \text{ KN/ m}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **ELS :**

$$\sigma_m = 169.14 \text{ KN/ m}^2 < \sigma_{sol}^{cal} = 200 \text{ KN/ m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

_ Sens transversale yy:

- **ELU:**

$$\sigma_m = 216.46 \text{ KN/ m}^2 < 1.33\sigma_{sol}^{cal} = 266 \text{ KN/ m}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **ELS :**

$$\sigma_m = 168.32 \text{ KN/ m}^2 < \sigma_{sol}^{cal} = 200 \text{ KN/ m}^2 \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification au poinçonnement BAEL91 [Art. A.5.2.42]**

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

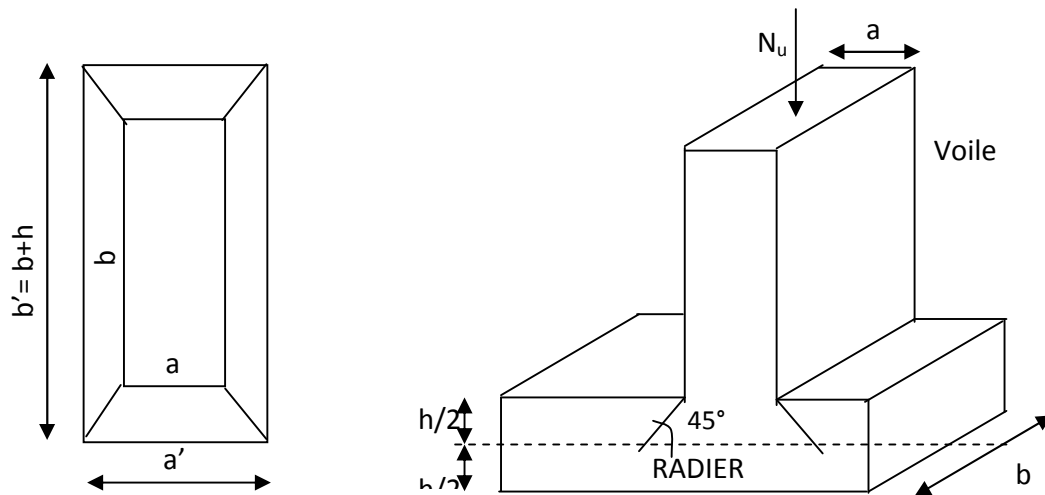


Figure XI-1-: Périmètre utile des voiles et des poteaux

1) Calcul du périmètre utile «c» :

a. La vérification pour le poteau le plus sollicité :

$$\ll_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,4 + 0,40 + 2 \times 0,70) = 4.20 \text{ m Et } N_u = 1805.92 \text{ KN.}$$

$$N_u < \frac{0,045 \times 4.20 \times 0,70 \times 25000}{1,5} = 3307.50 \text{ KN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

b. La vérification pour le voile le plus sollicité (VT2) :

$$\ll_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,2 + 3.2 + 2 \times 0.70) = 9.60 \text{ m et } N_u = 2152.70 \text{ KN}$$

$$N_u < \frac{0.045 \times 9.60 \times 0,70 \times 25000}{1,5} = 5040.00 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

❖ Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq \alpha \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w \times Z$$

Avec :

P : poids total à la base du radier

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$)

Z : Profondeur de l'infrastructure ($h = 0.70 \text{ m}$)

$$G_T = G_{\text{sup}} + G_{\text{rad}} = 43545,45 + 9996,15 = \mathbf{29831.56 \text{ KN.}}$$

$$P = \mathbf{29831.56 \text{ KN}} \geq 1.5 \times 210.27 \times 10 \times 0.70 = \mathbf{2207.84 \text{ KN}} \Rightarrow \text{Pas de risque de soulèvement.}$$

Conclusion :

Toutes les contraintes sont vérifiées

XI-5- Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99) ; on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie. Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastré sur 04 appuis.

1) Ferrailage de la dalle :

Pour le ferrailage, afin de simplifier les calculs on considérera le panneau le plus sollicité, et on généralisera le ferrailage pour le reste des panneaux.

On distingue deux cas :

- ◆ **1^{er} cas:** $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0.4$ La dalle travaille dans un seul sens. (Flexion longitudinale négligée)

$$M_{0x} = q_u \frac{l_x^2}{8}; M_{0y} = 0$$

- ◆ **2^{ème} cas:** $0.4 \leq \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \leq 1$ La dalle travaille dans les deux sens

Dans le sens de la petite portée

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

Dans le sens de la grande portée

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD. Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol

$$l_x = 3.10m$$

$$l_y = 4.10m$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

a-Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.10}{4.10} = 0.75$$

$0.4 < \rho \leq 1$ La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{max}

La contrainte moyenne max à l'ELU : $\sigma_m = 230.25 \text{KN/m}^2$

La contrainte moyenne max à l'ELS : $\sigma_m = 169.14 \text{KN/m}^2$

A L'ELU:

$$q_{um} = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \times 1ml = 230.25 - \frac{3310.54}{210.27} \times 1ml = 214.51 \text{KN/ml}$$

A L'ELS:

$$q_{sm} = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \times 1ml = 169.14 - \frac{3310.54}{210.27} \times 1ml = 153.40 \text{KN/ml}$$

b) Calcul à l'ELU :

Evaluation des moments M_x, M_y :

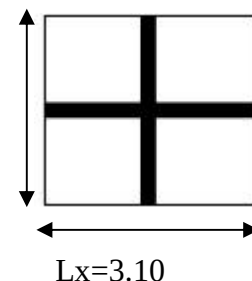
$$v = 0; \rho = 0.75 \rightarrow \begin{matrix} \mu_x = 0.0622 \\ \mu_y = 0.509 \end{matrix}$$

On aura donc:

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$M_{0x} = 0.0622 \times 214.51 \times 3.10^2 = 128.22 \text{KN.m}$$



$$M_{0y} = 0.509 \times 128.22 = \mathbf{65.26\text{KN.m}}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastres de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients suivants :

0.75 : pour les moments en travées,

0.5 : pour les moments sur appuis.

❖ **Moments sur appuis :**

$$M_x = 0.5 \times 128.22 = 64.11 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.5 \times 65.26 = 32.63 \text{ KN.m}$$

❖ **Moments en travées :**

$$M_x = 0.75 \times 128.22 = 96.17 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.75 \times 65.26 = 48.95 \text{ KN.m}$$

-Ferrailage longitudinal suivant le sens x-x :

• **Sur appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{64.11 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.17} = 0.062 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.968$$

$$A_{ua} = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{64.11 \times 10^6}{0.968 \times 270 \times 348 \times 100} = 7.05 \text{ cm}^2$$

Soit **7HA12=7,92cm²** avec un espacement **e =15cm**

• **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{96.17 \times 10^6}{1000 \times 14.17 \times 270^2} = 0.093 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.951$$

$$A_{ut} = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{96.17 \times 10^6}{0.951 \times 270 \times 348 \times 100} = 10.76 \text{ cm}^2$$

Soit **7 HA14=10,78 cm²** avec un espacement **e =15cm**

J Ferrailage transversal suivant le sens y-y :

• **Sur appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{32.63 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.17} = 0.032 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.984$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{32.63 \times 10^6}{0.984 \times 270 \times 348 \times 100} = 3.53 \text{ cm}^2$$

Soit **7HA10 = 5,50 cm²** avec un espacement **e =15cm**

• **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{48.95 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.17} = 0.047 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.975$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{48.95 \times 10^6}{0.975 \times 270 \times 348 \times 100} = 5.34 \text{ cm}^2$$

Soit **7 HA14 = 5.50 cm²** avec un espacement **e =15 cm**

c)Vérification à l'état limite ultime :

– **Vérification de la condition de non fragilité :**

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton. Pour notre cas, **p=0,8‰** pour les **HA FeE400**

$$A_{\min} = \sigma_0 \cdot b \cdot h \left(\frac{3-\rho}{2} \right)$$

• **Armatures parallèles à Lx:**

En appuis : $A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,4 \text{ cm}^2 < 3,53 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$

En travée : $A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,4 \text{ cm}^2 < 5,34 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$

• **Armatures parallèles à Ly:**

En appuis : $A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,4 \text{ cm}^2 < 7,05 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$

En travée : $A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,4 \text{ cm}^2 < 10,76 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$

– **Espacements des armatures : (BAEL91/A8.2, 42):**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous:

• **Armatures parallèles à Lx:**

$S_t \leq \min 3\lambda; 33 \text{ cm} \rightarrow S_t \leq \min 90; 33 \text{ cm}$

$S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$

• **Armatures parallèles à Ly:**

$S_t \leq \min 4\lambda; 45 \text{ cm} \rightarrow S_t \leq \min 120; 33 \text{ cm}$

$S_t = 15 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$

– **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_s}; 4 [\text{MPa}] \right\} = \min \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ Mpa} = 2,5 \text{ Mpa}$$

Avec $V_u = \frac{q_u \times L_y}{2}$

$$\tau_u = \frac{q_u \cdot l}{2 \cdot b \cdot d} = \frac{214,51 \times 4100}{2 \times 1000 \times 270} = 1,62 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

d) Vérifications à l'ELS :

Les vérifications seront faites suivant la plus petite portée, étant donné que c'est la direction la plus sollicitée

– **Evaluation des moments Mx, My :**

$$\nu = 0,2; \rho = 0,75 \rightarrow \begin{matrix} \mu_x = 0,0685 \\ \mu_y = 0,644 \end{matrix}$$

On aura donc :

$$M_x = 0,0685 \times 153,40 \times 3,10^2 = \mathbf{100,98 \text{ KN.m}}$$

$$M_y = 0,644 \times 100,98 = \mathbf{65,03 \text{ KN.m}}$$

❖ **Moments sur appuis :**

$$M_x = 0,5 \times 100,98 = 50,49 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,5 \times 65,03 = 32,52 \text{ KN.m}$$

❖ **Moments en travées :**

$$M_x = 0,75 \times 100,98 = 75,74 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,75 \times 65,03 = 48,77 \text{ KN.m}$$

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}};$$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 10,76}{100 \times 27} = 0,398 \rightarrow \beta = 0,902, \alpha_1 = 0,306; \kappa = 0,028$$

$$\sigma_{st} = \frac{75.74 \times 10^6}{0.902 \times 270 \times 1076} = 289.03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \kappa \times \sigma_{st} = 0.028 \times 289.03 = 8.09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

-Vérification de la contrainte de compression dans les aciers

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification à faire.

Conclusion :

Le ferrailage adopté pour la dalle du radier à l'ELU est satisfaisant.

2) Ferrailage du débord :

Les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord

3) Ferrailage de la nervure :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrees

$\ell_n = 70 \text{ cm}$ Nervure

$\ell_d = 30 \text{ cm}$ Épaisseur de dalle.

$b_n = 40 \text{ cm}$ Largeur de la nervure

.Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS

a) Détermination des sollicitations :

- La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.
- Le rapport $0,4 < \rho < 1$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires..
- Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.
- Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal.

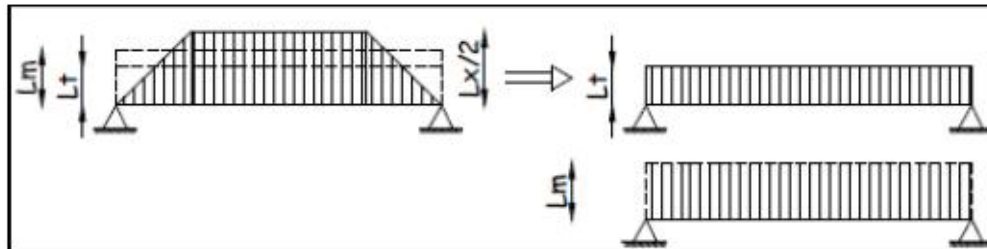


Figure XI-2 : Présentation des charges simplifiée

Deux types de chargement peuvent se présenter :

1^{er} Cas : Chargement triangulaires :

Moment fléchissant : $L_m = 0.333 \times L_x = 1.03 \text{ m}$.

Effort tranchant : $L_t = 0.25 \times L_x = 0.78 \text{ m}$.

2^{ème} Cas : Chargement trapézoïdale :

Moment fléchissant : $L_m = L_x \cdot (0.5 - \rho x^2/6) = 1.26 \text{ m}$.

Effort tranchant : $L_t = L_x \cdot (0.5 - \rho x^2/4) = 1.11 \text{ m}$.

• Charges à considérer:

_ Sens transversal

$$Q_{Mu} = q_u \times L_m = 214.51 \times 1.26 = 270.28 \text{ KN}$$

$$Q_{Ms} = q_s \times L_m = 153.40 \times 1.26 = \mathbf{183.28 \text{ KN}}$$

$$Q_{Tu} = q_u \times L_t = 214.51 \times 1.11 = \mathbf{238.11 \text{ KN}}$$

$$Q_{Ts} = q_u \times L_t = 153.40 \times 1.11 = \mathbf{170.27 \text{ KN}}$$

– Sens longitudinale :

$$Q_{Mu} = q_u \times L_m = 214.51 \times 1.03 = \mathbf{220.95 \text{ KN}}$$

$$Q_{Ms} = q_s \times L_m = 153.40 \times 1.03 = \mathbf{158.00 \text{ KN}}$$

$$Q_{Tu} = q_u \times L_t = 214.51 \times 0.78 = \mathbf{167.32 \text{ KN}}$$

$$Q_{Ts} = q_u \times L_t = 153.40 \times 0.78 = \mathbf{119.65 \text{ KN}}$$

b) Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :

♦ Sens y-y:

a-ELU : $q_u = 270.28 \text{ KN/m}$.

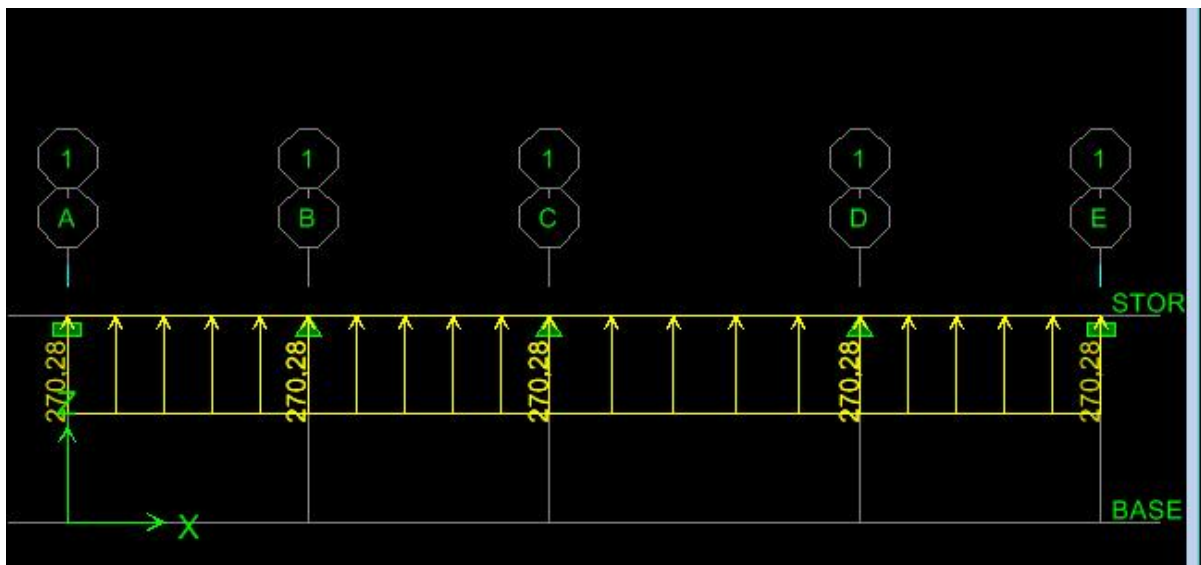


Figure XI-3-Le chargement à l'ELU (KN/m)

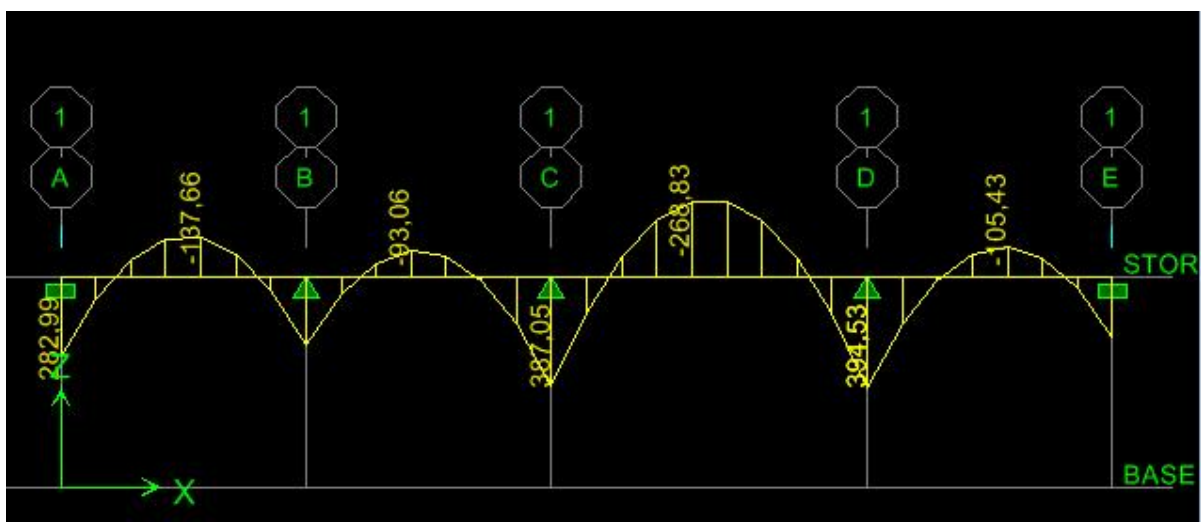


Figure XI-4- Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (KN.m)

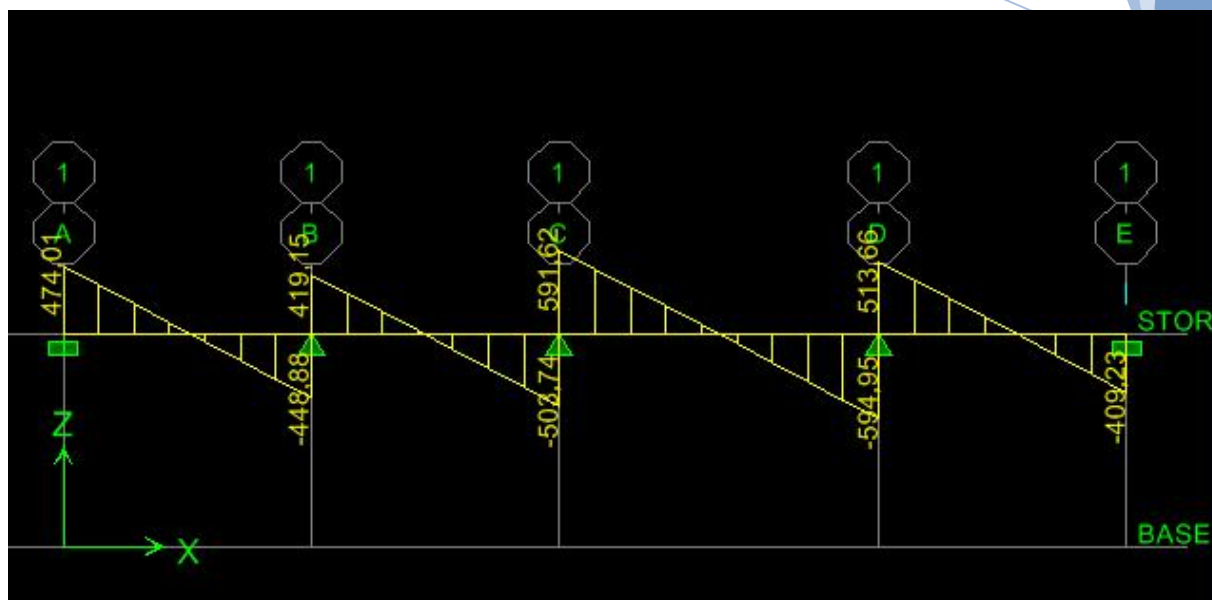


Figure XI-5-Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (KN)

b-ELS : $q_s = 183.28 \text{ KN/m}$

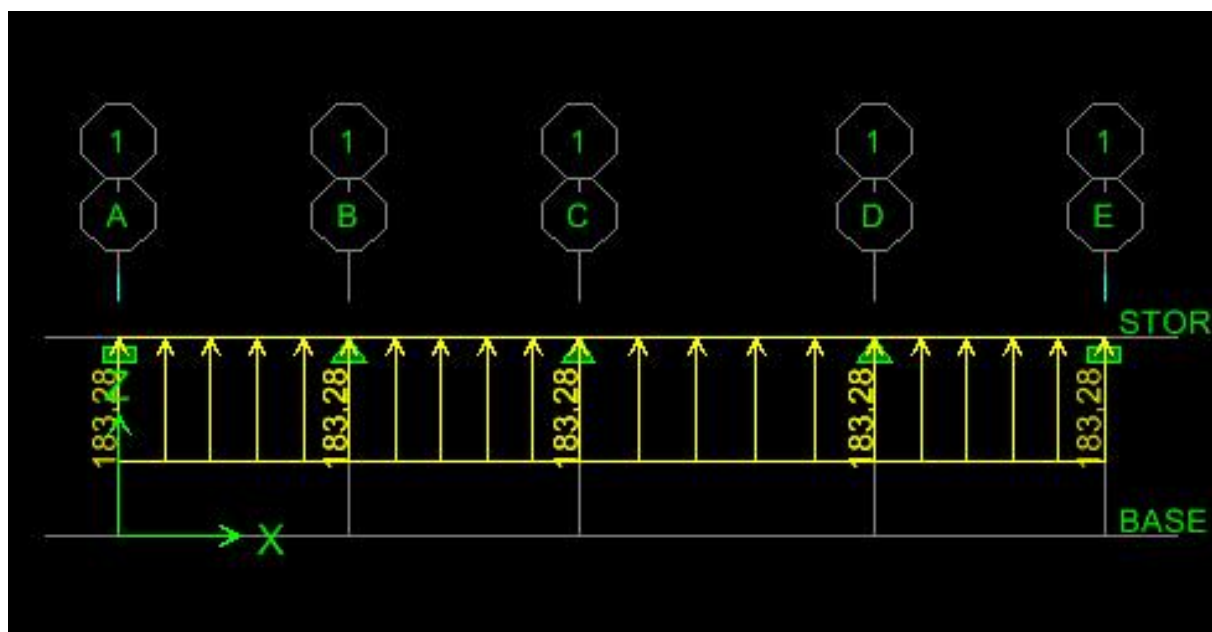


Figure XI-6- Le chargement à l'ELS (KN/m)

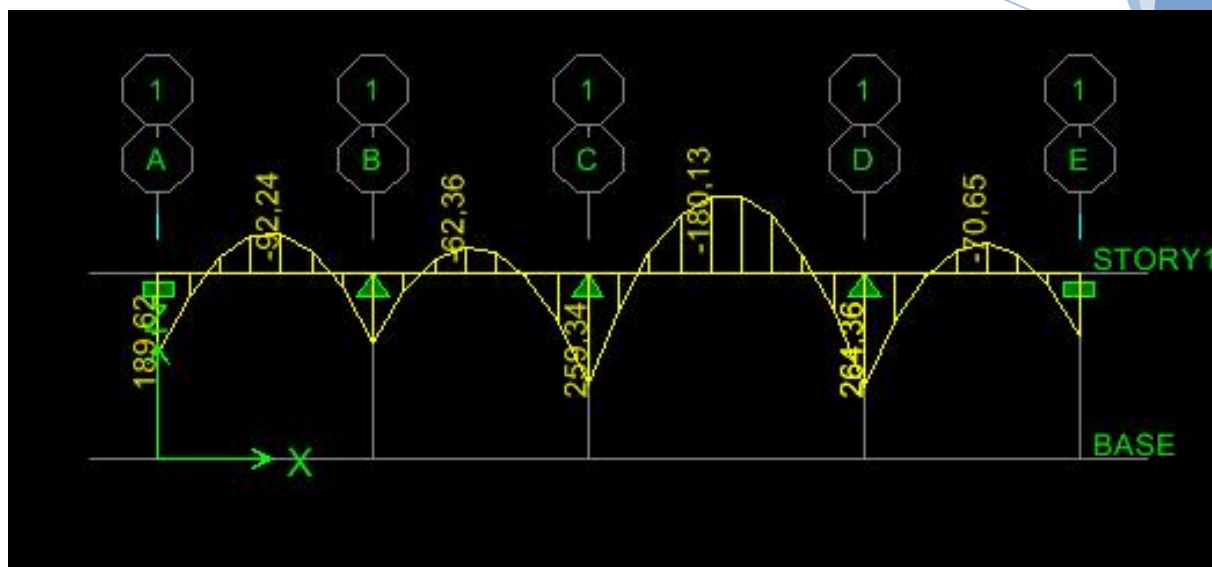


Figure XI-7- Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (KN.m)

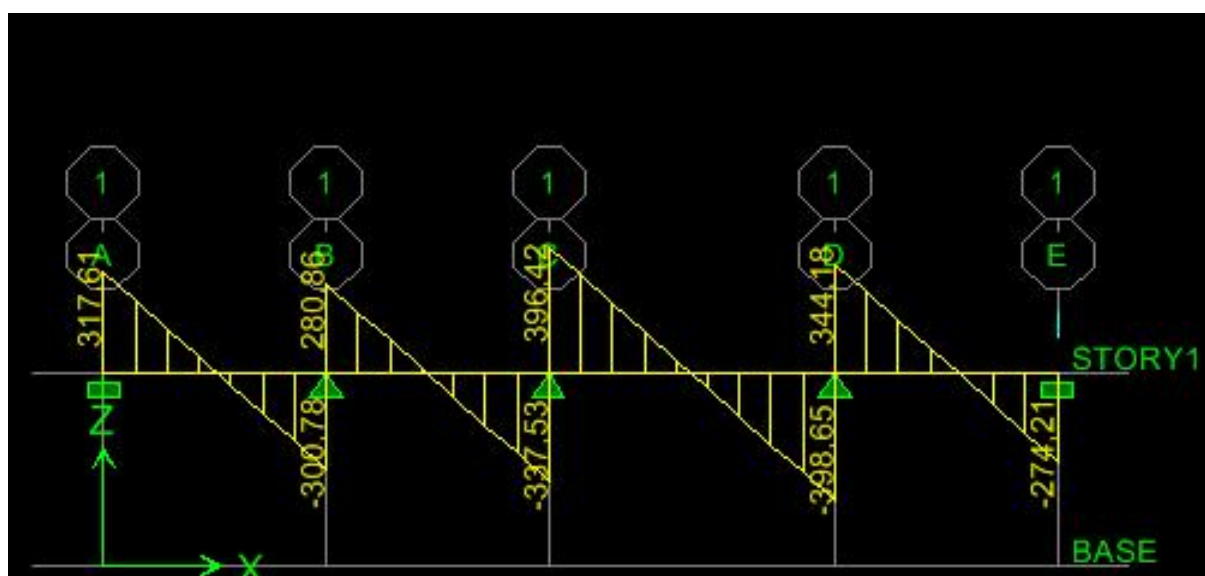


Figure XI-8- Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (KN)

◆ Sens x-x:
a-ELU : $q_u = 220.95 \text{ KN/m}$

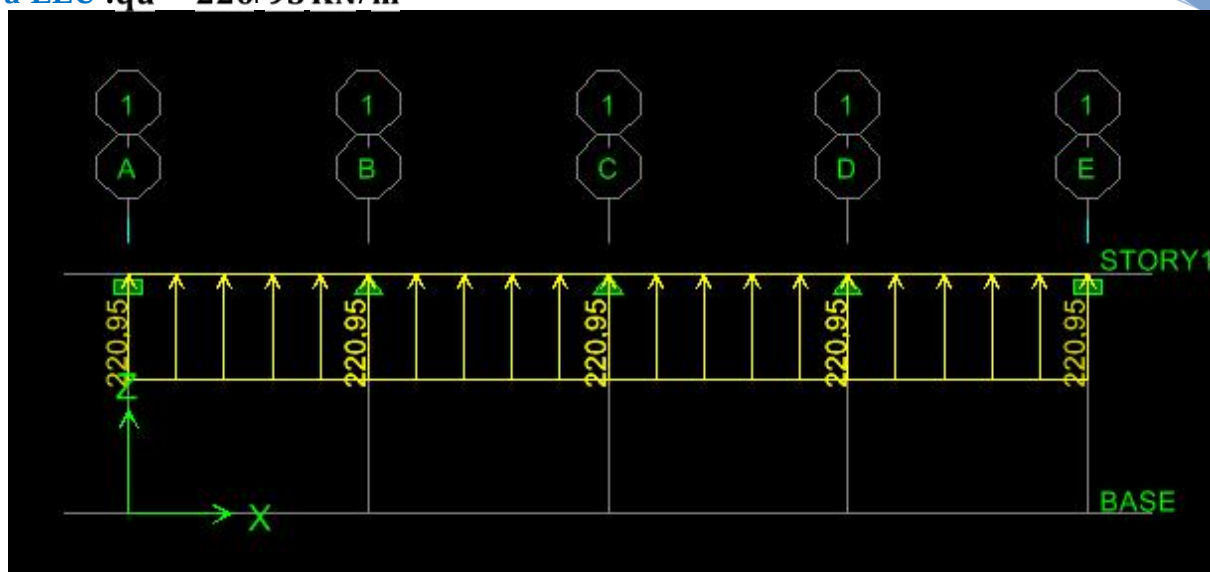


Figure XI-9- Le chargement à ELU (KN/m)

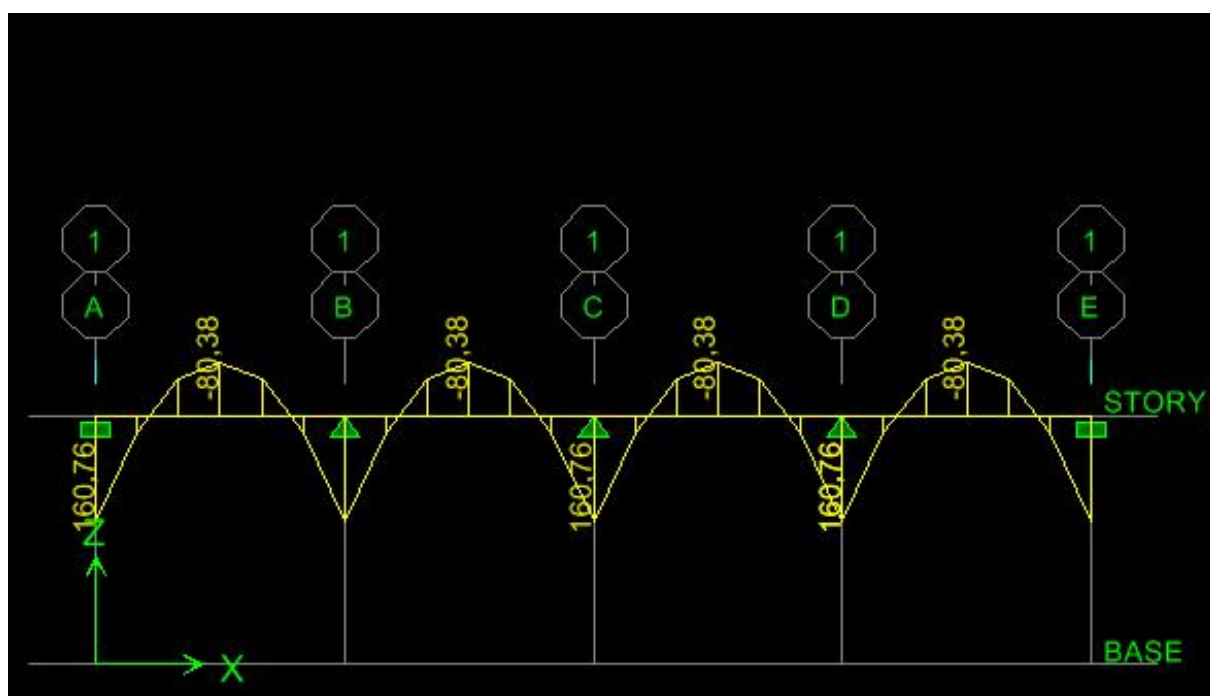


Figure XI-10- Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (KN.m)

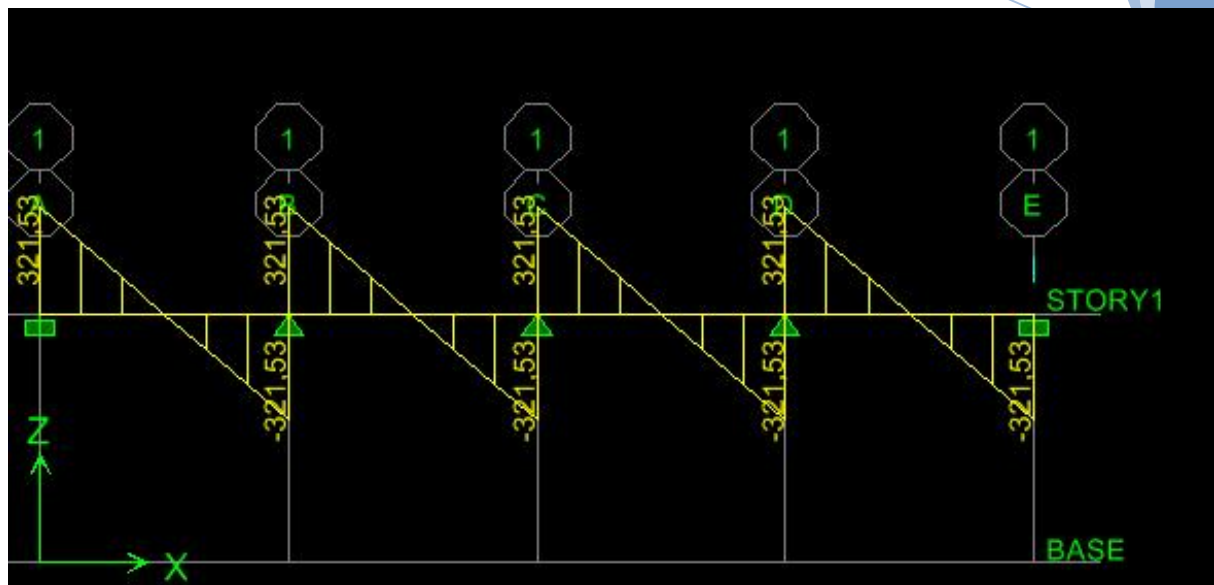


Figure XI-11- Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (KN)

b-ELS: $q_s = 158.00 \text{ KN/m}$

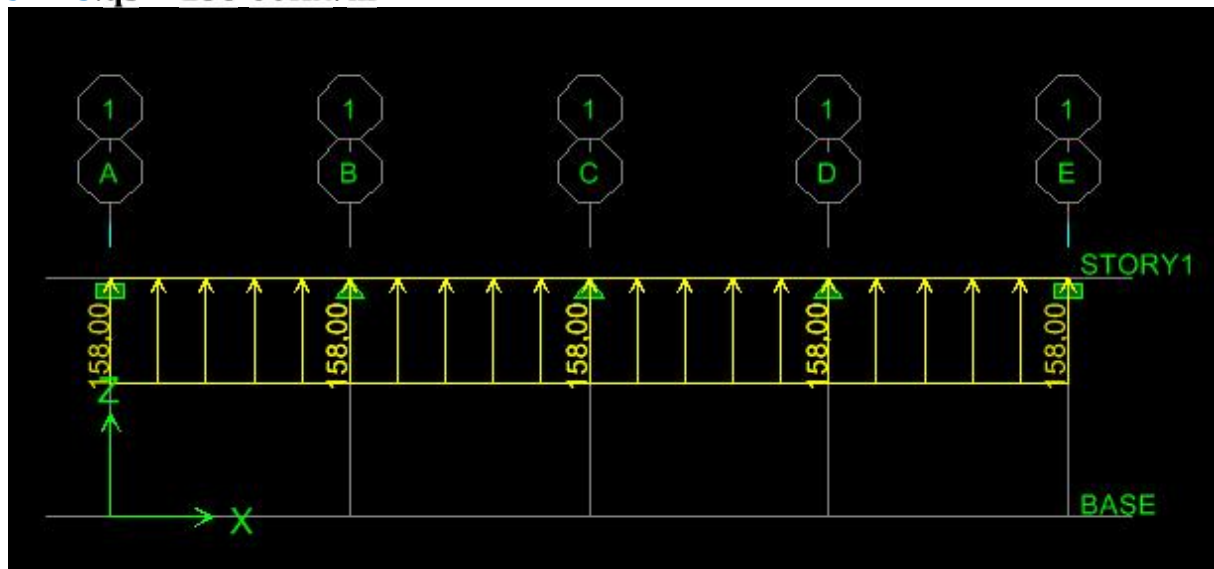


Figure XI-12- Le chargement à ELS (KN/m)

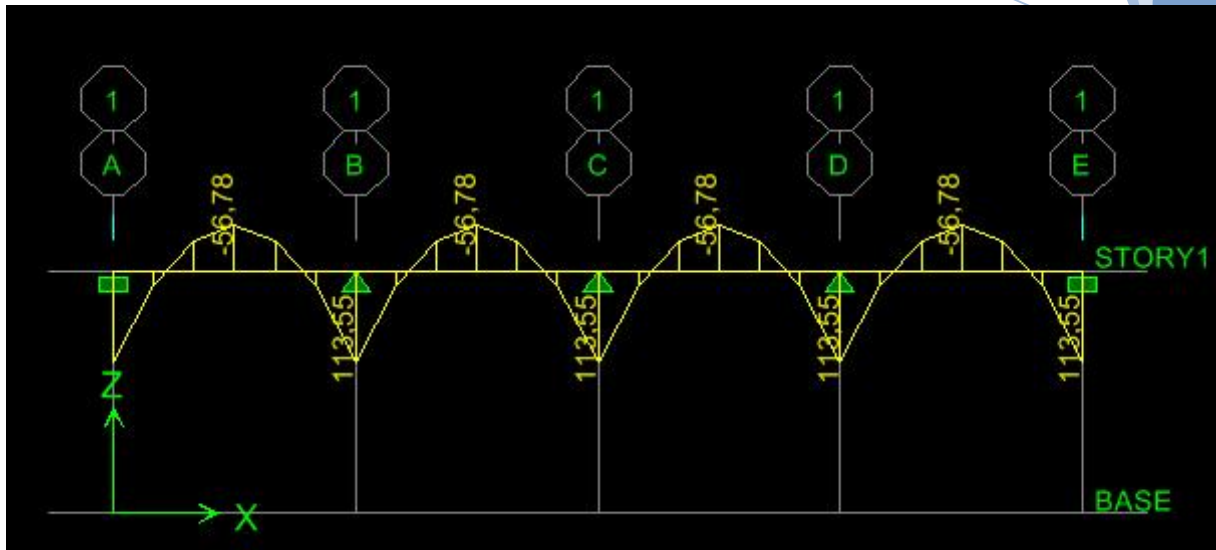


Figure XI-13 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (KN.m)

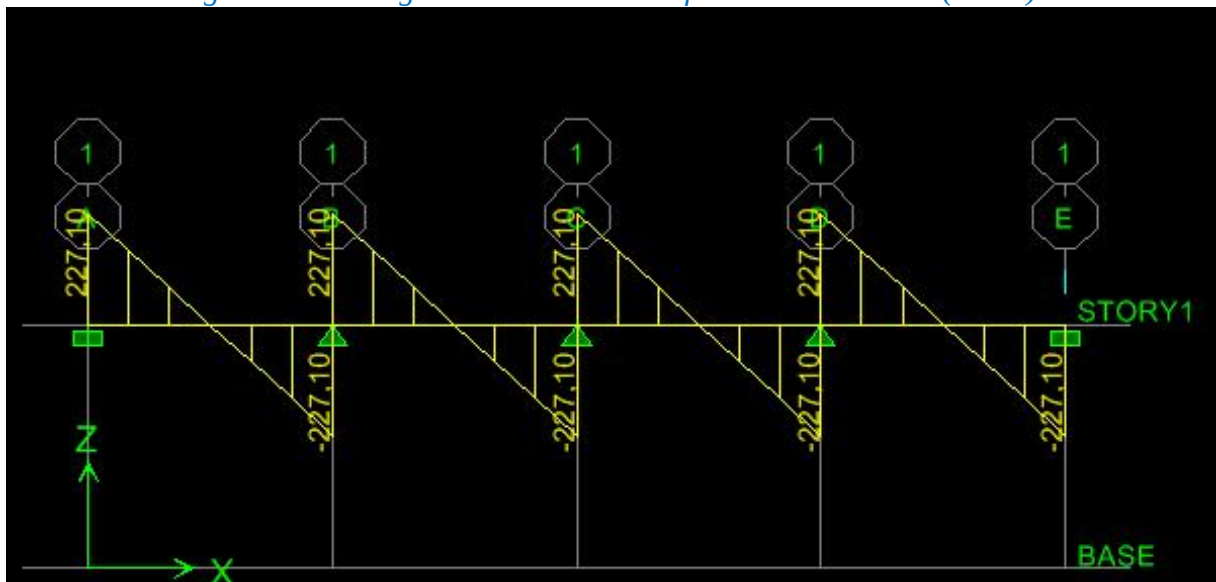


Figure XI-14- Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (KN)

c) Les sollicitations maximales :

• Sens transversal :

$$M_{tmax}^u = 268.83 \text{ KN.m}$$

$$M_{amax}^u = 394.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{tmax}^s = 180.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{amax}^s = 264.36 \text{ KN.m}$$

$$T_{max}^u = 594.95 \text{ KN}$$

$$T_{max}^s = 398.65 \text{ KN}$$

• Sens longitudinal :

$$M_{tmax}^u = 80.38 \text{ KN.m}$$

$$M_{amax}^u = 160.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{tmax}^s = 56.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{amax}^s = 113.55 \text{ KN.m}$$

$$T_{max}^u = 321.53 \text{ KN}$$

$$T_{max}^s = 227.10 \text{ KN}$$

d) Calcul du ferrailage des nervures :

Pour le ferrailage on prend le moment maximal aux appuis et en travées :

ELU :
$$\begin{cases} (y-y) : M_t=268.83 \text{ KN.m} & M_a= 394.53 \text{ KN.m} \\ (x-x) : M_t=80.38 \text{ KN.m} & M_a=160.76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$b=40 \text{ cm} ; h=70\text{cm} ; d=65\text{cm} ; f_{bc}=14.17\text{MPa} ; \sigma_s=348\text{MPa}.$

Exemple de calcul :

- Sens x-x :

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{160.76 \times 10^6}{400 \times (650^2) \times 14.17} = 0.067$$

$$\mu = 0.067 \rightarrow \beta = 0.965$$

$$A = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot f_{bc}} = \frac{160.76 \times 10^6}{0.965 \times (650) \times 348 \times 100} = 7.36 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{80.38 \times 10^6}{400 \times (650^2) \times 14.17} = 0.033$$

$$\mu = 0.033 \rightarrow \beta = 0.983$$

$$A_v = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{bc}} = \frac{80.38 \times 10^6}{0.983 \times (650) \times 348 \times 100} = 3.61 \text{ cm}^2$$

- Sens y-y :

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{394.53 \times 10^6}{400 \times (650^2) \times 14.17} = 0.164$$

$$\mu = 0.164 \rightarrow \beta = 0.910$$

$$A = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot f_{bc}} = \frac{394.53 \times 10^6}{0.910 \times (650) \times 348 \times 100} = 19.16 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{268.83 \times 10^6}{400 \times (650^2) \times 14.17} = 0.112$$

$$\mu = 0.112 \rightarrow \beta = 0.940$$

$$A_v = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot f_{bc}} = \frac{268.83 \times 10^6}{0.940 \times (650) \times 348 \times 100} = 12.64 \text{ cm}^2$$

		$M_u(\text{KN.m})$	μ_b	Obs	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	choix	$A_{adopté}(\text{cm}^2)$	St (cm)
Sens x-x	Appui	160.76	0,067	SSA	7.36	4 HA16fil	8.04	10
	Travée	80.38	0.033	SSA	3.61	4 HA14fil	6.16	10
Sens y-y	Appui	394.53	0.164	SSA	19.16	4 HA16fil+4HA20chap	20.61	10
	Travée	268.83	0.112	SSA	12.64	4HA 16 fil+4HA14chap	14.10	10

Tableau XI-4 ferrailage de la nervure aux appuis et en travées dans les deux sens

e) Vérification à l'ELU :**1-Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 400 \times 650 \times 2.1}{400 \times 100} = 3.14 \text{ cm}^2.$$

$$A_{adopté} = 20.35 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{adopté} = 14.32 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{adopté} = 9.24 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{adopté} = 9.24 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

2-Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.2,2/ BAEL91 modifiées 99) :• **Sens x-x :**

$$T_u^{max} = 321.53 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} = \frac{321.53 \times 10^3}{400 \times 650} = 1.24 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min 0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa} = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Sens y-y :**

$$T_u^{max} = 594.95 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} = \frac{594.95 \times 10^3}{400 \times 650} = 2.29 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min 0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa} = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.29 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

3-Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} = \frac{594.95 \times 10^3}{400 \times 650} = 2.29 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 2.29 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

4-Armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}$$

Soit le diamètre des armatures transversales $\phi = 8 \text{ mm}$

On prend un cadres et un étrier de $\phi = 8 \text{ mm}$

Condition à l'ELU :(espacement)**-En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \frac{\phi}{4} ; 12\phi_l = \min 22.5 ; 24 = 22.5 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$. (on prend $S_{t_{min}} = 15 \text{ cm}$)

-En zone courante :

$$S_t \leq \frac{\phi}{2} = 45 \text{ cm}$$

On opte pour $S_t = 20 \text{ cm}$. (on prend $S_{t_{min}} = 20 \text{ cm}$)

5-Armatures transversales minimales :

$$A_{min} = 0.003 S_t b = 0.003 \times 20 \times 40 = 2.40 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 2.40 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = 6 \text{ HA}8 = 3.02 \text{ cm}^2$$

f) Vérification à l'ELS :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- Sens x-x :

Aux appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{160.76}{113.55} = 1.41 ; \mu = 0.164 \rightarrow \alpha = 0.2253$$

$$\alpha = 0.2253 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.455 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{80.38}{56.78} = 1.41 ; \mu = 0.112 \rightarrow \alpha = 0.1489$$

$$\alpha = 0.1489 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.455 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- Sens y-y :

Aux appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{394.53}{264.36} = 1.49 ; \mu = 0.164 \rightarrow \alpha = 0.2253$$

$$\alpha = 0.2253 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.495 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{268.83}{180.13} = 1.49 ; \mu = 0.112 \rightarrow \alpha = 0.1489$$

$$\alpha = 0.1489 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.495 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Remarque :

Vu que la condition est vérifiée en appuis et en travées, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

XI-1-Introduction:

Le voile plaque doit assurer la fonction de soutènement et de résistance à la pression latérale des terres et toutes les surcharges qui nécessite la détermination de la répartition des contraintes auxquelles il est soumis ou il mobilise.

Le mur plaque sera calculé comme une console verticale encastrée au niveau de la semelle et simplement appuyé au plancher (au niveau des poteaux et poutres).

Un joint sec de 1cm d'épaisseur, qui sera occupé par une feuille de polyane, est pris en compte entre le mur et le verso des poteaux.

XI-2- Pré dimensionnement :

L'épaisseur minimale imposée par le **RPA 99 (Article.10.1.2)** est de 15 cm, on opte pour une épaisseur de **20 cm** et une hauteur de **5.91m**.

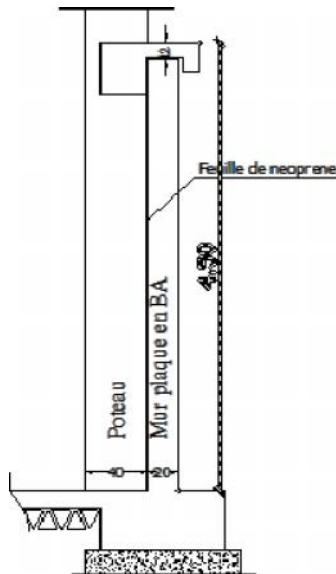


**Fig. XI-1 –Détail du joint
Poteau-mur plaque**

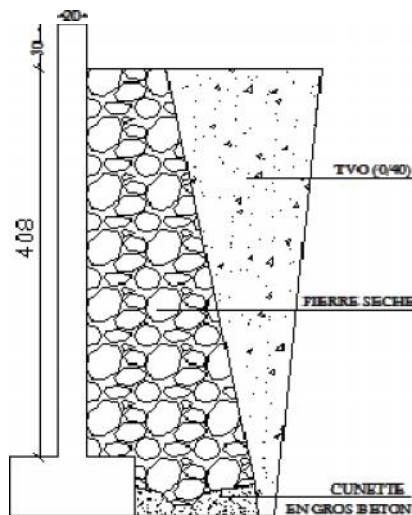


**Fig. XI-2 –Détail de
drain**

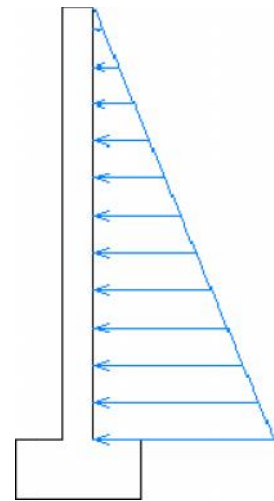


**Fig. XI-3-Schéma
statique de mur**

XI-3- Caractéristiques mécaniques et physique du sol:

En absence du rapport de sol nous optons pour les caractéristiques mécaniques et physiques suivantes:

* pour un sol pulvérulent:

- Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN/m}^2$.
- Poids volumique des terres : $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$.
- Angle de frottement interne : $\phi = 35^\circ$
- Cohésion : $C = 0$ (sol pulvérulent)
- La contrainte admissible de Sol : $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$.
- $\alpha = 0$: angle de la surface du remblai horizontal.
- $\lambda = 0$: la paroi de mur est verticale.

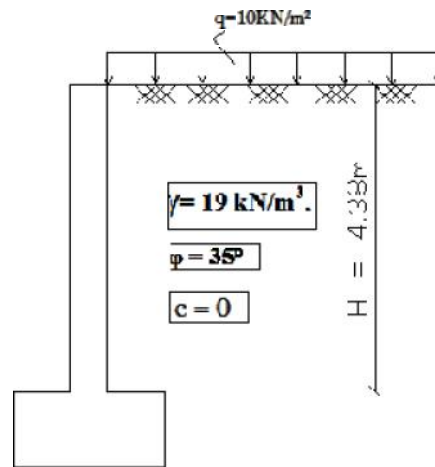


Fig. XI-4 –Caractéristiques du sol.

- $\delta = 0$: obliquité nulle de la force de poussée (**Rankine est applicable**).

XI-4- Détermination des sollicitations:

En utilisant la méthode de RANKINE, on détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du voile.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur à l'état de repos qui est le cas le plus défavorable.

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

σ_h : contrainte horizontale.

σ_v : contrainte verticale.

$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_v$ Avec : $K_0 = (1 - \sin \varphi / \cos \varphi)$.

K_0 : coefficient de poussée des terres au repos.

φ : Angle de frottement interne.

XI-5- Calcul des des sollicitations:

$$K_0 = (1 - \sin \varphi / \cos \varphi) = 0.52$$

$$\sigma_v = q + \gamma h \text{ avec : } 0 < h < H$$

ELU :

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v = K_0 (1.35 \gamma x h + 1.5 x q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{h1} = 0.52 (1.5 \times 10) = \mathbf{7.8 \text{ kN/m}^2}$$

$$h = 5.91 \text{ m} \rightarrow \sigma_{h2} = 0.52 (1.35 \times 19 \times 4.38 + 1.5 \times 10) = \mathbf{66.22 \text{ kN/m}^2}.$$

ELS :

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v = K_0 (\gamma x h + q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{h1} = 0.52 \times 10 = \mathbf{5.2 \text{ kN/m}^2}.$$

$$h = 5.91 \text{ m} \rightarrow \sigma_{h2} = 0.52 (19 \times 4.38 + 10) = \mathbf{48.47 \text{ kN/m}^2}.$$

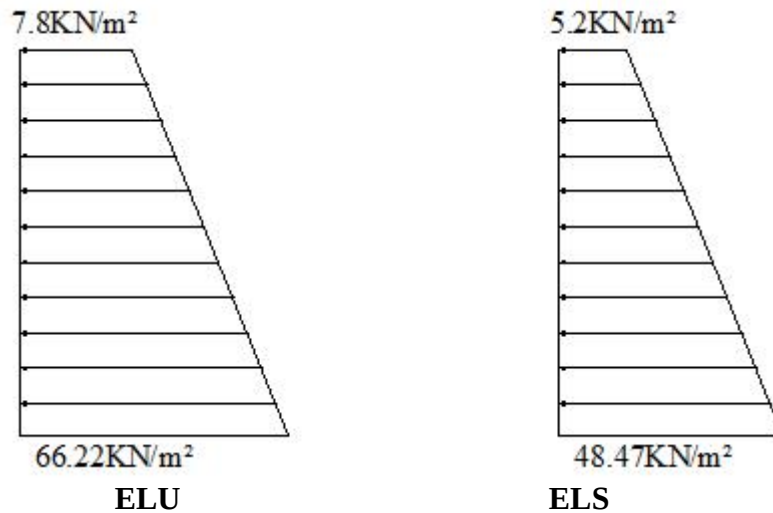


Fig. XI-5 –Diagrammes des contraintes derrière le mur plaque.

XI-6- Charges moyennes:

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bonde de 1 mètre est :

$$P_u = \frac{3\sigma h_2 + \sigma h_1}{4} \times 1\text{m}$$

ELU :

$$P_u = \frac{3 \times 66.22 + 7.80}{4} \times 1\text{m} = 51.61 \text{ kN/ml.}$$

ELS :

$$P_u = \frac{3 \times 48.47 + 5.2}{4} \times 1\text{m} = 37.65 \text{ kN/ml.}$$

XI-7- Ferrailage du mur plaque :**a)- Méthode de calcul :**

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux.

Le voile plaque de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées au niveau des fondations et simplement appuyées au niveau des poteaux et poutres.

b)- Détermination des moments à l'ELU :

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, continu au-delà de ses appuis. Et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- **Moment en travée :** $0.85M_0$
- **Moment en appuis :** $0.3M_0$ pour les appuis de rive
 $0.5M_0$ pour les autres appuis

- Identification des panneaux :

$$L_x = 3.00 \text{ m}$$

$$L_y = 4.38 \text{ m}$$

Calcul à l'ELU $\rightarrow v = 0$:

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.00}{4.38} = 0.684 > 0.4 \quad \rightarrow \quad \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.684 \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0707 \\ \mu_y = 0.408 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times q l_x^2 = 0.0707 \times 51.61 \times 3^2 = 32.84 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.408 \times 32.84 = 13.40 \text{ kN.m}$$

- **Correction des moments :**

Sens X-X :

Aux appuis : $M_a = 0.5 \times M_{0x} = 0.5 \times 32.84 = 16.42 [KN.m]$

En travée : $M_t = 0.85 \times M_{0x} = 0.85 \times 32.84 = 27.91 [KN.m]$

Sens Y-Y :

Aux appuis : $M_a = 0.5 \times M_{0y} = 0.5 \times 13.40 = 6.70 [KN.m]$

En travée : $M_t = 0.85 \times M_{0y} = 0.85 \times 13.40 = 11.39 [KN.m]$

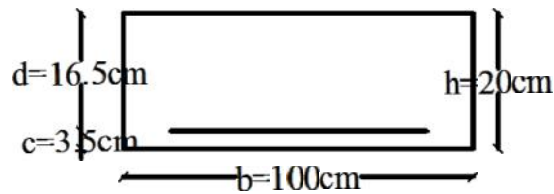
c)- **Détermination des armatures :**

$h = 20 [cm]$.

$d = 16.5 [cm]$.

$b = 100 [cm]$.

$c = 3.5 [cm]$.



$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 16.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.99 [cm^2].$$

Le résumé des calculs est donné dans le tableau suivant :

Sens	Zone	$M_u (KN.m)$	μ_u	μ_t	Section	β	A (cm ²)	$A_{\min}$ (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	e (cm)
X-X	appuis	16.42	0.042	0.392	SSA	0.979	2.92	1.99	5HA12=5.65	20
	travée	27.91	0.072	0.392	SSA	0.963	5.04	1.99	5HA12=5.65	20
Y-Y	appuis	6.70	0.017	0.392	SSA	0.991	1.17	1.99	5HA10=3.90	20
	travée	11.39	0.029	0.392	SSA	0.985	2.01	1.99	5HA10=3.20	20

- **Les armatures transversales :**

Travée : $A_H = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 [cm^2]$.

Soit : 4HA10/ml = 3,14 [cm²].

Appuis : $A_H = \frac{5.65}{4} = 1.41 [cm^2]$.

Soit : 4HA10/ml = 3,14 [cm²].

- **Recommandations du RPA :**

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de **0,10%B** dans les deux sens (horizontal et vertical).
- $A_{\min} \approx 0,001b h \approx 0,001 \times 100 \times 20 = 2 [cm^2]$
- Les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m² de **HA8**.

XI-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 : $St < \min(3h ; 33\text{cm})$

Dans le sens XX : $St = 20\text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

Dans le sens YY : $St = 20\text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

b- Condition de non fragilité (Art. A.4.2/ BAEL) :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} \geq A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Sens X-X : $A_{\text{adopté}} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.99 \text{ cm}^2 \rightarrow$ condition vérifiée.

Sens Y-Y : $A_{\text{adopté}} = 3.90 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.99 \text{ cm}^2 \rightarrow$ condition vérifiée.

XI-9- Vérifications à l'ELS :**a- Etat limite dans le béton :**

Contrainte dans l'acier : nous devons donc s'assurer que : $\tilde{\sigma}_s \leq \tilde{\sigma}_{s\text{lim}}$

$$\rho = \frac{100A_s}{b.d} \quad \text{Avec :} \quad K = \frac{1}{K_1}$$

D'où la contrainte dans les aciers est : $\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta \cdot d}$

Contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} = K \times \sigma_s$

Sens	Zone	Ms (KN.m)	As(cm ²)	°N	1	K ₁	K	σ _s (Mpa)	σ _{bc}	± _{bc} (Mpa)
XX	Appuis	11.98	5.65	0.342	0.910	40.00	0.025	141.21	3.53	15
	Travée	20.39	5.65	0.342	0.910	40.00	0.025	240.35	6.00	15
YY	Appuis	4.88	3.90	0.236	0.925	52.63	0.019	81.98	1.56	15
	Travée	8.30	3.90	0.236	0.925	52.63	0.019	139.44	2.65	15

b- Etat limite de déformation :

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec : $h = 20$ (cm) : hauteur totale.

L : portée entre nus d'appuis.

M_t : moment maximum en travée.

M_0 : valeur maximum du moment isostatique.

A : section des armatures.

b : longueur de la section.

d : hauteur utile de la section droite.

Sense X-X :

$$M_t = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 23.96 = 17.97 \text{ KN.m}$$

$$q_s = 37.65 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = q_s \cdot \frac{l^2}{8} = 37.65 \times \frac{3^2}{8} = 42.35 \text{ KN.m} .$$

$$\frac{\frac{2}{l}}{\frac{2}{l}} = \frac{20}{100} = 0.2 \geq \frac{1}{16} = 0.062$$

→ Condition vérifiée .

$$\frac{\frac{2}{l}}{\frac{2}{l}} = \frac{20}{100} = 0.2 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{20.36}{10 \times 42.35} = 0.048$$

→ Condition vérifiée .

$$\frac{A_s}{b.d} = \frac{5.65}{100 \times 16.5} = 0.003 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

Sens Y-Y :

$$M_t = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 9.77 = 7.33 \text{ KN.m}$$

$$q_s = 37.65 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = q_s \cdot \frac{l^2}{8} = 37.65 \times \frac{4.38^2}{8} = 90.28 \text{ KN.m} .$$

$$\frac{\frac{2}{l}}{\frac{2}{l}} = \frac{20}{100} = 0.2 \geq \frac{1}{16} = 0.062$$

→ Condition vérifiée .

$$\frac{\frac{2}{l}}{\frac{2}{l}} = \frac{20}{100} = 0.2 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{8.30}{10 \times 90.28} = 0.009$$

→ Condition vérifiée .

$$\frac{A_s}{b.d} = \frac{3.90}{100 \times 16.5} = 0.002 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

Conclusion

L'étude de ce projet nous à permet de conclure :

L'application des formules acquises durant notre cursus à savoir béton, RDM.

Comprendre comment on dispose les voiles pour une structure, on appliquant les critères exigés par le règlement :

- Avoir une symétrie dans les deux sens (x-y).
- S'éloigner du centre de masse pour éviter la torsion.
- Avoir les trois modes de vibrations (2 translations suivant x et y et une rotation suivant z).

Comprendre le ferrailage des différents éléments de la structure on respectant la réglementation, sans négligé le coté pratique pour facilité la tache à l'exécution.

Le calcul de ce bâtiment nous à permet de conclure :

- un choix convenable de type de fondations.
- Une étude de sol est indispensable pour savoir la contrainte et la profondeur exacte de bon sol

Bibliographie

- **Règlements :**

- RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes.
- BAEL99 : Béton armé aux états limites.
- DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation.

- **Cours :**

- Résistance des matériaux.
- Béton armé.
- Dynamique des structures.
- Cours de bâtiment

- **Logiciels et programmes :**

- AUTOCAD 2009(Dessin)
- ETABS V9.6.0 (Analyse des structures)
- Office 2007 (Traitement de texte, calcul...etc.).