

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme de Master 2 en génie civil.
Option : construction civil et industriel.

THEME

Etude d'un Bâtiment R+10+sous sol à usage d'habitation et commercial contreventé par voiles.
(Avec ETABS)



Proposé par : BUREAU D'ÉTUDE

Dirigé par : M^{me}.AKMOUSSI

**Etudié par : M^r. Goudiane Menad
M^r. Belguessoum Moussa**

Année 2010/2011

REMERCIEMENTS

Nous remercions avant tout Allah de nous avoir gardé en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude. Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

Nous tenons à adresser nos vifs remerciements à notre promotrice *M^{me}* AKMOUSSI pour ces orientations et conseils tout le long de notre travail.

Que l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation et le personnel de l'institut de génie civil veuillent trouver ici l'expression de notre profonde reconnaissance.

Nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participées de près ou de loin à la réalisation de ce projet.

Nous remercions également les membres du jury pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.

Sommaire

<i>Chapitre I : Présentation de l'ouvrage</i>	01
Présentation et description de l'ouvrage.....	01
Caractéristiques mécanique des matériaux.....	02
<i>Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges</i>	08
Détermination des charges et surcharges	08
Pré dimensionnement des éléments.....	09
Descente de charges.....	13
<i>Chapitre III : Calcul des éléments</i>	16
Acrotère	16
Plancher à corps creux.....	24
Balcon	40
Dalle pleine de la salle machine	45
Escaliers.....	55
Poutre palière.....	69
<i>Chapitre IV : présentation de l'ETABS</i>	77
<i>Chapitre V : fichier résultat et vérification de RPA</i>	93
Fichier résultat	93
Vérification de RPA.....	98
Diagrammes des efforts internes.....	101
<i>Chapitre VI : ferrailage des poutres</i>	113
<i>Chapitre VII : Ferrailage des poteaux</i>	123
<i>Chapitre VIII : Ferrailage des voiles</i>	133
<i>Chapitre IX : Etude de l'infra structure</i>	151
Choix de type des fondations.....	151
Pré dimensionnement du radier.....	155
<i>Chapitre X : Etude du mur de soutènement</i>	179
<i>Conclusion :</i>	183

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

Introduction

I-1) Description de l'ouvrage :

Le projet consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'une tour en (R+10+sous sol) à usage multiple constitué de :

Un sous sol à usage commercial.

Du RDC_au 10^{ème} étage à usage d'habitation.

Cet ouvrage, sera implanté à Tizi-ouzou classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003) comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

I-2) Caractéristiques géométriques :

La présente structure a pour dimensions :

Dimension en plan	29.60 × 17.30 (m ²)
Hauteur totale	38,74 m
Hauteur du S SOL	4,08 m
Hauteur du RDC	3,06 m
Hauteur du l'étage courant	3,06 m

I-3) Eléments de l'ouvrage :

I-3-1) Planchers :

Planchers en corps creux :

Ils sont réalisés en corps creux et une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées. Le plancher terrasse comportera de l'étanchéité et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

Dalle pleine en béton armé :

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau des balcons et la salle machine

I-3-2) Maçonnerie :

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).

Murs intérieurs :

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

I-3-3) l'escalier :

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

I-3-4) Les Revêtements :

Mortier de ciment : pour les murs de façades et les salles d'eau.
Plâtre pour les cloisons et les plafonds.
Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.

I-4) Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I-4-1) Le béton :

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de ciment, de granulat et d'eau, il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage et l'âge du béton.

Dans notre cas, le béton sera dosé à 350 Kg/m³ de ciment CPJ 32.5. Quand à la granulométrie et l'eau de gâchage entrant dans cette composition elles seront établies par le laboratoire spécialisé à partir des essais de résistance.

A titre indicatif, pour 1m³ de béton armé :

Granulats : Sable.....380 à 450 cm³ (Dg 5mm).

Gravillons.....750 à 850 cm³ (Dg 25mm).

Ciment : 300 à 400 Kg.

Eau : 150 à 200 l.

La réalité pratique conduit vers le rapport

$$\frac{\text{Eau}}{\text{Ciment}} = 0.5$$

4-1-1) Résistance caractéristique à la compression :

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée f_{c28} .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (Art 2-1-11 BAEL 91).

$$f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{(4,46 + 0.83j)} \quad \text{MPa} \quad \text{pour } j < 28 \text{ jours}$$

Pour le présent projet on adoptera : $f_{c28} = 25$ MPa

4-1-2) Résistance caractéristique à la traction : (Art A-2 12 BAEL91)

Conventionnellement elle est défini de celle à la compression par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj} \quad \text{MPa}$$
$$f_{t28} = 2,1 \quad \text{MPa}$$

4-1-3) Contraintes limites :

a) Contrainte limite à la compression : (Art 4 -3 .41 BAEL91)

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{MPa} \quad .$$

Avec :

γ_b : coefficient de sécurité

$$\gamma_b = 1,50 \text{ en situation courante} \quad \Rightarrow \quad f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ en situation accidentelle} \quad \Rightarrow \quad f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$$

coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions

- = 1 si durée d'application est supérieur à 24 heures.
- = 0.9 si la durée d'application est entre 1 heures et 24 heures.
- = 0.85 si la durée d'application est inférieur à 1 heures.

b) Contrainte limite de cisaillement : (Art A – 5.1.21 BAEL91)

$$\tau_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) \quad \text{pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \min (0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \quad \text{pour la fissuration préjudiciable.}$$

c) Contraintes de service à la compression : (Art A – 4 .5 .2 BAEL91)

$$\sigma_{bc} = 0,60 \cdot f_{c28} \quad \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \quad \text{MPa}$$

4-1-4) Module d'élasticité :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

a) Module d'élasticité instantané : (Art A – 2 .1. 21 BAEL91)

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa}$$

$$\text{Avec :} \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa}$$

b) Module d'élasticité différée : (Art A – 2.1.22 BAEL91)

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et à fin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal :

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

$$\text{Avec :} \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$$

c) Module d'élasticité transversale :

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

ν : Coefficient de poisson

d) Coefficient de poisson :(Art A.2 1 3 BAEL91)

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales, il sera pris égale à :

- $\nu = 0,2$ l'état limite de service
- $\nu = 0$ l'état limite ultime

4-1-5) Diagramme contraintes déformations :

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limites, le diagramme réel sont remplacé par le diagramme conventionnel suivant :

L'état limite ultime :

On adopte le diagramme parabole rectangle ci dessous :

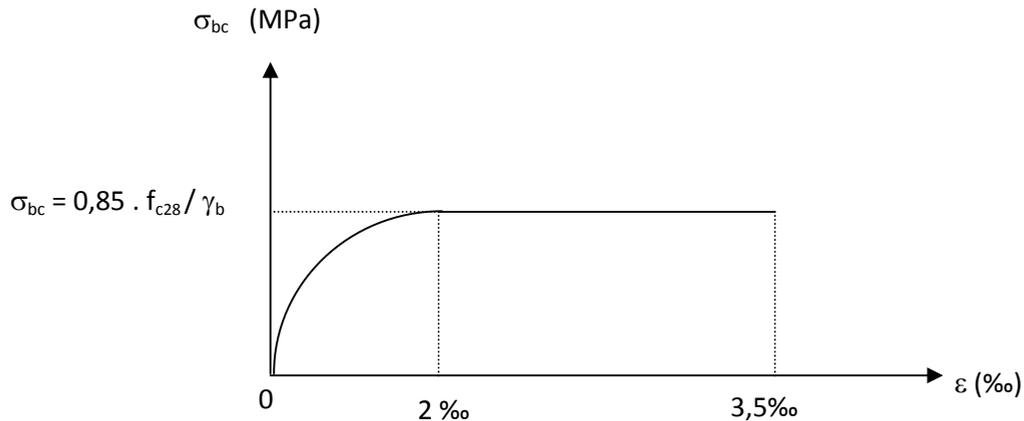


Figure I-1: Diagramme contrainte-déformation du béton.

I-4-2) Les aciers :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression.

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

4-2-1) Caractéristiques des aciers utilisés :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de [] scellement
Aciers en Barre	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 ‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 ($\Phi < 6$)	T S	520	550	8 ‰	1,3	1

Tab I-1 : Les principales caractéristiques des aciers utilisés.

4-2-2) module d'élasticité longitudinal :

Il est noté (E_s), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

4-2-3) Diagramme contrainte déformation :

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

Le diagramme contrainte déformation a l'allure suivante :

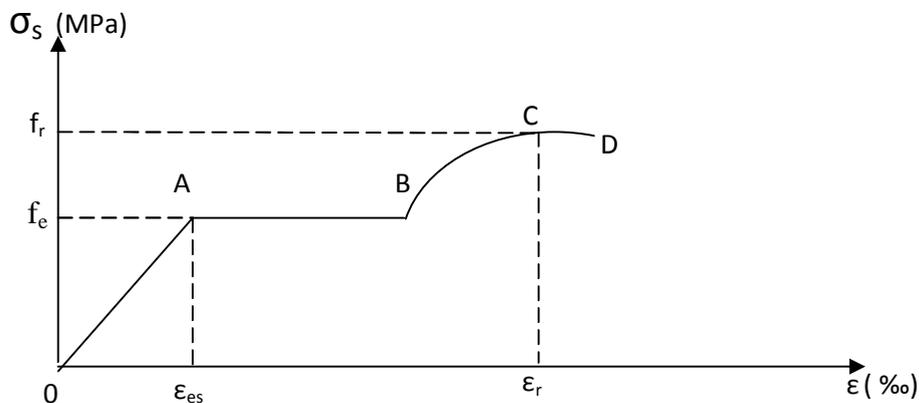


Figure I 2: Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

Avec :

- f_r : Résistance à la rupture
- f_e : Limite d'élasticité
- ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier
- ϵ_r : Allongement à la rupture

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

- Zone OA : Domaine élastique linéaire
- Zone AB : Domaine plastique
- Zone BC : Domaine de raffermissement
- Zone CD : Domaine de striction

4-2-4) Diagramme contrainte déformation de calcul :

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant.

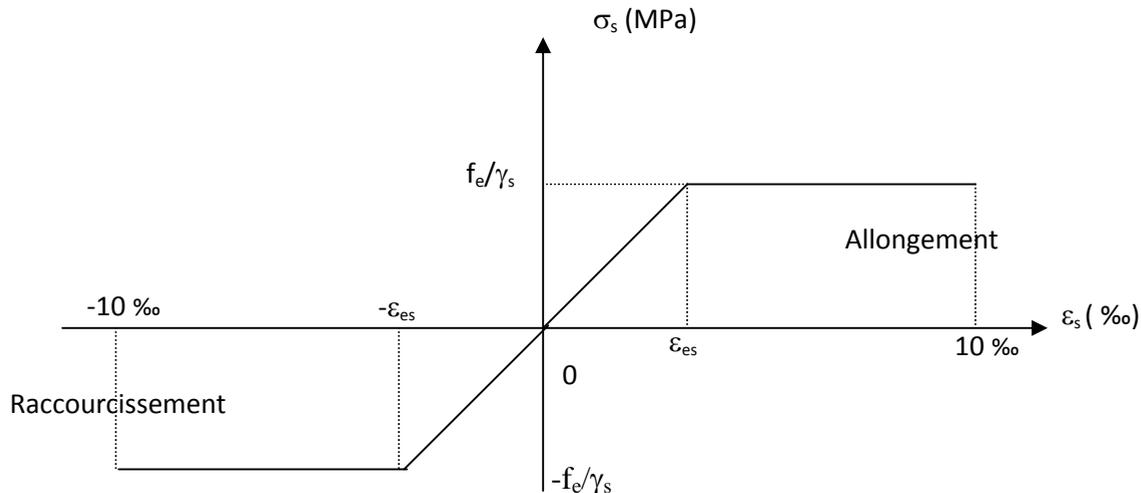


Figure I 3: Diagramme contrainte-déformation de calcul.

4-2-5) Limite d'élasticité :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité}$$

$\gamma_s = 1,15$ En situation durable

$\gamma_s = 1,00$ En situation accidentelle

4-2-6) La contrainte maximale des armatures tendues à l'ELS :

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendus sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

a) Fissuration peu nuisible : (BAEL9 /Art 4-5-32)

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

b) Fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art 4-5-33)

$$s \quad \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}) \quad \text{MPa}$$

c) Fissuration très préjudiciable : (BAEL91 / Art 4-5.34)

$$s \quad \bar{\sigma}_{st} = \min (0,5 f_e , \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}) \text{ en } \quad \text{MPa}$$

: coefficient de sécurité $\begin{cases} \eta = 1,0 \dots \dots \dots \text{Pour les ronds lisses (R.L)} \\ \eta = 1,6 \dots \dots \dots \text{Pour les hautes adhérences (H.A)} \end{cases}$

4-2-7) Protection des armatures : (Art A.7-2 4 BAEL91)

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

$C \geq 5 \text{ cm}$: Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.

$C \geq 3 \text{ cm}$: Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)

$C \geq 1 \text{ cm}$: Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

II-Pré dimensionnement des éléments et descente de charge :

II-1) Charges et surcharges :

II-1-1) Charges permanentes :

a)Plancher terrasse (corps creux) : (fig : 01)

Protection lourde ($e_p = 5\text{cm}$).....	1,00 KN /m ²
Etanchéité multiple ($e_p = 2\text{cm}$).....	0,12 KN /m ²
Forme de pente ($e_p = 7\text{cm}$).....	1,54 KN /m ²
Para vapeur (Feuille polyane).....	0,01 KN/m ²
Isolation thermique en liège ($e_p = 5\text{cm}$)	0,16 KN /m ²
Plancher corps creux (16 + 4 cm).....	2,80 KN /m ²
Enduit de plâtre ($e_p = 2\text{cm}$)	0,20 KN /m ²
G = 5,83 KN /m²	

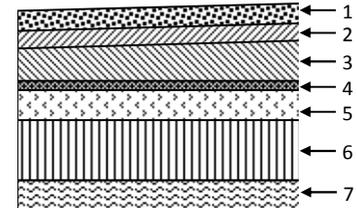


fig :01

b) Plancher terrasse (dalle pleine) : (fig : 02)

1- Protection lourde ($e_p = 5\text{ cm}$).....	1,00 KN /m ²
2- Etanchéité multiple ($e_p = 2\text{ cm}$).....	0,12 KN /m ²
3- Forme de pente ($e_p = 7\text{cm}$).....	1,54 KN /m ²
4- Para vapeur (Feuille polyane).....	0,01 KN/m ²
5- Isolation thermique en liège ($e_p = 5\text{ cm}$) ...	0,16 KN /m ²
6- Dalle pleine en béton armé ($e_p = 15\text{ cm}$)...	3,75 KN /m ²
7- Enduit de plâtre ($e_p = 2\text{ cm}$)	0,20 KN /m ²
G = 6,78 KN /m²	

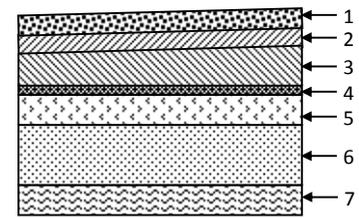


fig :02

c) Plancher étages courants (corps creux) :(fig :03)

1-Revêtement en carrelage ($e_p = 2\text{cm}$).....	0,40 KN /m ²
2-Mortier de pose ($e_p = 3\text{cm}$).....	0,60 KN /m ²
3-Couche de sable ($e_p = 3\text{cm}$).....	0,66 KN /m ²
4-Plancher corps creux (16 +4 cm).....	2,80 KN /m ²
5-Enduit de plâtre ($e_p = 2\text{cm}$).....	0,20 KN /m ²
6-Maçonnerie en brique creuse ($e_p = 10\text{cm}$).....	0,90 KN /m ²
G = 5,56 KN/m²	

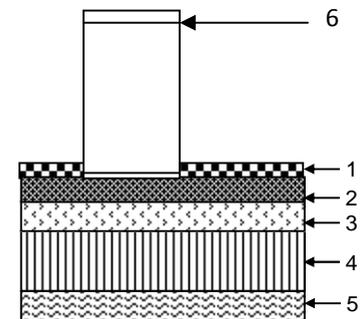


fig :03

D) Balcons : (fig: 04)

1- Revêtement en carrelage ($e_p = 2\text{cm}$).....	0,40 KN /m ²
2- Mortier de pose ($e_p = 3\text{cm}$).....	0,60 KN /m ²
3- Couche de sable ($e_p = 3\text{cm}$).....	0,66 KN /m ²
4- Dalle pleine en béton armé ($e_p = 15\text{cm}$).....	3,75 KN /m ²
5- Enduit de ciment ($e_p = 2\text{cm}$).....	0,20 KN /m ²
G = 5,61 KN /m²	

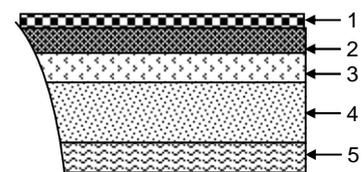


fig :04

II-1-2) Surcharges d'exploitation :

Plancher terrasse.....	1,00 KN /m ²
Plancher étages courants	1,50 KN /m ²
Balcons.....	3,50 KN /m ²
Plancher du RDC.....	1,50 KN /m ²
Escalier	2,50 KN /m ²

II-2) Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS en compression simple. On suppose que le béton reprend lui seul l'effort normal, on calcule la descente de charge sur un ou plusieurs poteaux, en tenant compte de la dégression de charge.

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_s}$$

Avec :

σ_b : contrainte de compression du béton.

S : section du poteau.

N : effort normal revenant au poteau.

Remarque :

Dans un premier temps on prend la section minimale exigée par le (RPA 99 version 2003) pour un poteau en Zone IIa qui est de 25x 25cm²

II- 3) pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteaux ; voiles).

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

3-1) Poutres principales :

a) La hauteur h_t : la hauteur h_t est donnée par :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec : L_{\max} : longueur libre entre nus d'appuis

h_t : hauteur totale de la poutre

$$L_{\max} = 425 - 25 = 400\text{cm}$$

$$\frac{400}{15} \leq h_t \leq \frac{400}{10}$$

$$26,67 \leq h_t \leq 40 \text{ cm}$$

Nous prenons :

$$h_t = 35 \text{ cm}$$

b) La largeur b :

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$
$$14 \leq b \leq 24,5$$

Nous prenons : $b = 25 \text{ cm}$

c) Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003 :

$$b = 25 \text{ cm} \quad 20 \text{ cm}$$

$$h_t = 35 \text{ cm} \quad 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h_t}{b} = \frac{35}{25} = 1.4 < 4$$

\Rightarrow Conditions vérifiées

3-2) Poutres secondaires :

a) La hauteur h_t :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec : L_{\max} : longueur libre entre nus d'appuis ;
 h_t : hauteur totale de la poutre ;

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

$$\frac{315}{15} \leq h_t \leq \frac{315}{10}$$

$$21 \leq h_t \leq 31,5 \text{ cm}$$

Nous prenons : $h_t = 30 \text{ cm}$

b) La largeur b :

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

$$12 \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

Nous prenons : $b = 25 \text{ cm}$

c) Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003 :

$$b = 25 \text{ cm} \quad 20 \text{ cm}$$

$$h_t = 30 \text{ cm} \quad 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h_t}{b} = \frac{30}{25} = 1.20 < 4$$

\Rightarrow Conditions vérifiées

Conclusion :

Nous adapterons des poutres de dimensions suivantes :

Poutres principales : $h_t = 35 \text{ cm}$; $b = 25 \text{ cm}$

Poutres secondaires : $h_t = 30 \text{ cm}$; $b = 25 \text{ cm}$

II-4) Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des aires limitant les différents niveaux d'un bâtiment. Leur rôle principale est la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs. En plus de cette participation à la stabilité de la structure, ils offrent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

II-4-1) Plancher en corps creux :

L'épaisseur de ce type de planchers doit être calculer pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soit pas trop élevées à cause des désordres que cela occasionnera aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

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

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec :

L : portée maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

h_t : hauteur totale du plancher.

On a :

$$L = 340 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{340}{22.5}$$

$$h_t = 15,11 \text{ cm}$$

Conclusion :

On adoptera un plancher de 20 cm d'épaisseur composé d'un hourdis de 16cm et d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur. (16 + 4)

II- 4- 2) Plancher dalle pleine :

Les dalles assurent la transmission des charges aux différents éléments, comme elles constituent une séparation entre les différents niveaux.

Leur pré-dimensionnement est déterminé en tenant compte des conditions essentielles de résistance et d'utilisation.

4-2-1) Condition de résistance à la flexion :

a) Épaisseur minimale requise h_0 :

$$h_0 \geq \frac{l_x}{25} \quad \text{Si } \alpha < 0.4$$

$$h_0 \geq \frac{l_x}{40} \quad \text{Si } \alpha > 0.4$$

Avec : $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$

l_x : Petit coté du panneau de dalle

l_y : Grand coté du panneau de dalle

Panneau 1 :

$$\alpha = \frac{1.30}{2.60} = 0.5 > 0,4 \quad , l_x = 1.30 \text{ m}$$

$$h_0 \geq \frac{130}{40} = 3,25 \text{ cm}$$

Panneau 2 :

$$\alpha = \frac{1.10}{3,00} = 0.366 < 0,4 \quad , l_x = 1,10\text{m}$$

$$h_0 = \frac{110}{25} = 4,4 \text{ cm}$$

4-2-2) Résistance au feu :

Pour deux heures de coupe feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à 11cm.

4-2-3) Isolation acoustique :

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

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

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

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

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

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

Nous prenons :

$$h_0 = 15 \text{ cm}$$

II-5) Pré dimensionnement des voiles : (Art 7.7.1 / RPA99 version 2003)

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

Leur pré dimensionnement se fera conformément à (Art 7-7-1 du RPA99 version 2003)

5-1) L'épaisseur (e) :

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$h_{e \max} = 4,08 - 0,20 = 3,88 \text{ m}$$

$$e = \max \left(15\text{cm}, \frac{h_e}{20} \right) = \frac{h_e}{20}$$

$$e = \frac{388}{20} = 19,40 \text{ cm}$$

Avec :

$h_{e(\max)}$: Hauteur libre du sous sol

5-2) Vérification des exigences du RPA99 VERSION 2003 :

Ils sont considérés comme voiles de contreventement les voiles satisfaisants à la condition :

$$L_{\min} \geq 4.e$$

$$L_{\min} = 2,80 \text{ m} \geq 4 \times 0,2 = 0,8 \text{ m}$$

⇒ Condition vérifiée

L_{\min} : portée minimale des voiles

L'ouvrage de groupe d'usage (2) sera implanté à Tizi-ouzou, zone de moyenne sismicité (IIa).
L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

$$e = 19,40 \text{ cm} > e_{\min} = 15 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

Conclusion :

On adoptera une épaisseur des voiles : $e = 20 \text{ cm}$.

II- 6) Descente de charges :

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

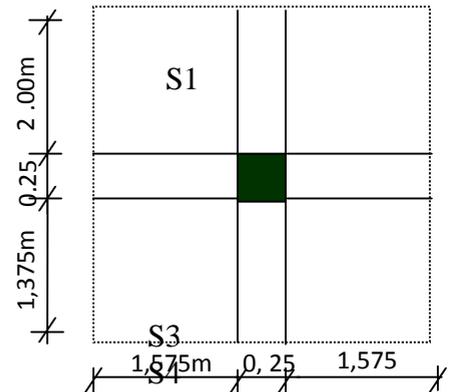
D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau, voile), appelée surface d'influence.

II-6-1) Calcul de l'effort normal sous poteau (C-2) :
S2

1) Surface d'influence revenant au Poteau :

$$S = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S = (2,00 \times 1,575) + (2,00 \times 1,575) + (1,375 \times 1,575) + (1,375 \times 1,575) = 10,63 \text{ m}^2$$



2) Poids propre des poutres :

Poutres principales : $G_{pp} = 0,25 \times 0,35 \times 25 \times 3,625 = 7,93 \text{ KN}$

Poutres secondaire : $G_{ps} = 0,25 \times 0,30 \times 25 \times 3,4 = 6,375 \text{ KN}$

D'où le poids des poutres : $G_p = 7,93 + 6,375 = 14,30 \text{ KN}$

3) Poids des planchers :

Plancher terrasse : $G = 10,63 \times 5,83 = 61,98 \text{ KN}$

Plancher courant : $G = 10,63 \times 5,56 = 59,10 \text{ KN}$

II-6-2) Surcharges d'exploitation :

6-1) Surcharges d'exploitations :

a) Plancher terrasse :

$$\left. \begin{array}{l} Q = 1,00 \text{ KN/m}^2 \\ S_t = 10,63 \text{ m}^2 \end{array} \right\} Q = 1,00 \times 10,63 = 10,63 \text{ KN}$$

b) Plancher à usage d'habitation:

$$\left. \begin{array}{l} Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \\ S_t = 10,63 \text{ m}^2 \end{array} \right\} Q = 1,5 \times 10,63 = 15,94 \text{ KN}$$

$$S_t = 10,63\text{m}^2$$

c) Plancher de sous sol :

$$\left. \begin{array}{l} Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \\ S_t = 10,63\text{m}^2 \end{array} \right\} Q = 2,5 \times 10,63 = 26,57 \text{ KN}$$

Tableau récapitulatif de la descente de charges sur le poteau (C- 2)

Niveaux	Charges Permanentes [KN]					Charges d'exploitation [KN]		Efforts normaux [KN]	Sections [cm ²]	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G	G Cumul	Q	Q Cumul	N =G _c +Q _c	S ≥N/σ _{bc}	Section adoptée
11	61,98	14,30	0,00	76,28	76,28	10,63	10,63	86,91	57,94	25x25
10	59,10	14,30	4,782	78,18	154,46	15,94	26,57	181,03	120,68	25x25
9	59,10	14,30	4,782	78,18	232,64	15,94	42,51	275,15	183,43	25x25
8	59,10	14,30	4,782	78,18	310,82	15,94	58,45	369,27	246,18	25x25
7	59,10	14,30	4,782	78,18	389,00	15,94	74,39	463,39	308,92	25x25
6	59,10	14,30	4,782	78,18	467,18	15,94	90,33	557,51	371,67	25x25
5	59,10	14,30	4,782	78,18	545,36	15,94	106,27	651,63	434,42	30x30
4	59,10	14,30	4,782	78,18	623,54	15,94	122,21	745,75	497,16	30x30
3	59,10	14,30	4,782	78,18	701,72	15,94	138,15	839,87	559,91	30x30
2	59,10	14,30	4,782	78,18	779,90	15,94	154,09	933,99	622,66	30x30
1	59,10	14,30	4,782	78,18	858,08	15,94	170,03	1028,11	685,41	35x35
s-sol	59,10	14,30	6,375	79,77	937,85	26,57	196,6	1134,45	756, 30	35x35

Tab II-1 : Tableau récapitulatif de la descente de charges sur le poteau (C- 2)

II-6-3) Vérification des règles du RPA : (Art 7.4.1)

Nous avons les dimensions minimales suivantes :

$$\begin{array}{l} \text{Min}(b,h) \quad 25\text{cm en zone(IIa)} \\ \text{Min}(b,h) \quad h_e/20 \quad \text{avec } h_e : \text{hauteur libre du poteau} \\ 0,25 \quad b/h \quad 4 \end{array}$$

Donc :

$$\begin{array}{l} \text{Min}(b,h) = 25\text{cm} \quad 25\text{cm} \\ \text{Sous sol : } h_e/20 = 388/20 = 19,4\text{cm} \quad \text{min}(b,h) = 35\text{cm} \quad 19,4\text{cm} \\ \text{RDC : } h_e/20 = 286/20 = 14,3\text{cm} \quad \text{min}(b,h) = 35\text{cm} \quad 14,3 \text{ cm} \\ 1^{\text{ème}}, 2^{\text{ème}}, 3^{\text{ème}}, \text{et } 4^{\text{ème}} \text{ étage : } h_e/20 = 286/20 = 14,3\text{cm} \quad \text{min}(b,h) = 30\text{cm} \end{array}$$

5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème} et 10^{ème} étage : $h_e/20 = 286/20 = 14,3\text{cm}$ $\min(b,h) = 25\text{cm}$ 14,3 cm

$$b/h=1(\text{section carrée}) \quad 0,25 \quad 1 \quad 4$$

CONCLUSION :

Les valeurs sont conformes aux exigences de RPA

II-6-4) Vérification des poteaux au flambement

Le calcul des poteaux au flambement, constitue à vérifier la condition suivante :

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

Avec :

λ : Élancement du poteau

I_f : Longueur de flambement ($I_f = 0,7 \cdot L_0$)

i : Rayon de giration ($i = [I/B]^{1/2}$)

I : Moment d'inertie ($I = bh^3/12$)

B : Section transversale du Poteau ($B = a \cdot b$)

L_0 : Longueur libre du poteau

$$\lambda = 2.42 \frac{L_0}{b}$$

1-Poteaux du sous sol : $\lambda = 2,42 \times 3,88 / 0,35 = 26,83 < 50 \Rightarrow$
Vérifiée

2-Poteaux du RDC : $\lambda = 2,42 \times 2,86 / 0,35 = 19,77 < 50 \Rightarrow$
Vérifiée

3-Poteaux du 1^{ème}, 2^{ème}, 3^{ème}, et 4^{ème} étage : $\lambda = 2,42 \times 2,86 / 0,30 = 23,07 < 50 \Rightarrow$
Vérifiée

4-Poteaux du 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème} et 10^{ème} : $\lambda = 2,42 \times 2,86 / 0,25 = 27,68 < 50 \Rightarrow$
Vérifiée

Chapitre III

Calcul des éléments

III-Introduction

Dans ce chapitre, on fera l'étude des éléments du bâtiment qui, contrairement aux voiles qui participent à la résistance de la structure, peuvent être isolés et calculés séparément sous l'effet des seules charges qui leur reviennent.

Le calcul se fera conformément aux règles BAEL 91.

III-A-Etude de l'acrotère :

L'acrotère est calculé comme une console encastrée au niveau du dernier plancher. Il est soumis à un effort G dû à son poids propre, et un effort latéral Q dû à la main courante, engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée, pour une bande de 1m de largeur.

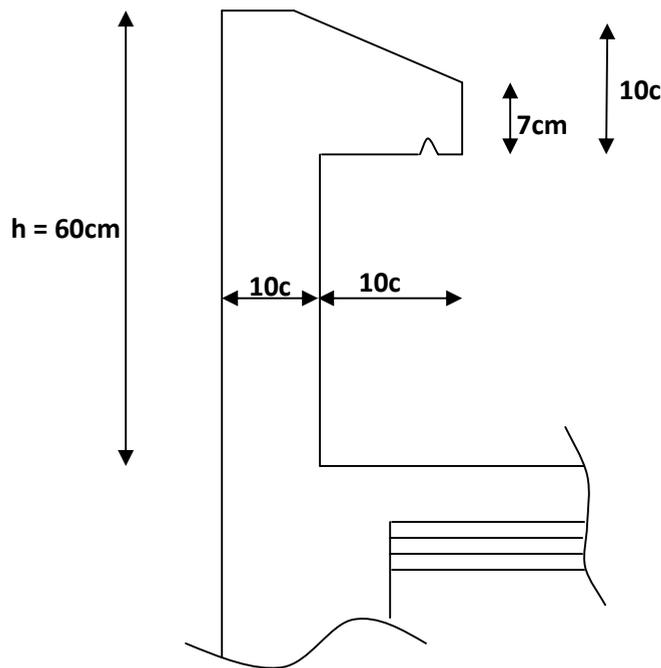


Fig III-A-1 : Coupe verticale de l'acrotère.

1) détermination des sollicitations :

Effort normale due au poids propre :

$$G = S \times \gamma$$

Avec : S : la section transversale
 γ : la masse volumique du béton

$$G = \left[(0,6 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) + \left(\frac{0,03 \times 0,1}{2} \right) \right] \times 25$$

$$G = 1,7125 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{D'où } N = G \times 1\text{ml} = 1,7125 \text{ KN}$$

Effort horizontal :

$$\text{Surcharge d'exploitation } Q = 1 \text{ KN/ml}$$

Moment de renversement « M » du à l'effort horizontal :

$M = Q \times H$ avec : $H = 0,6m$

$M = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$

Effort tranchant :

$T = Q \times 1ml = 1,00KN$

Diagramme des efforts :

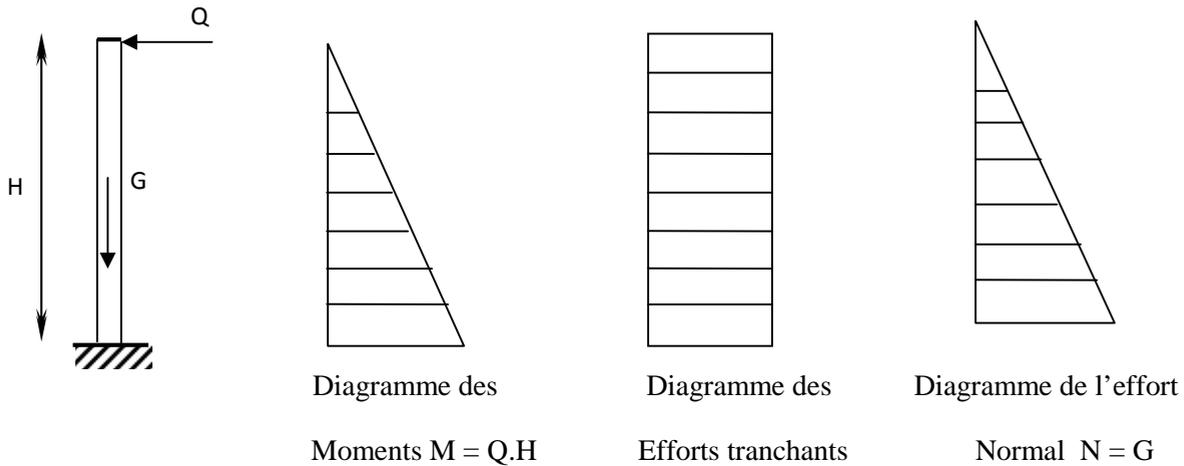


Fig III-A-2 : Schéma statique de calcul et diagrammes des efforts.

2) Combinaison des charges :

A L'ELU :

Effort normal de compression :

$N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,7125 = 2,312KN.$

Moment de flexion :

$M_u = 1,5M = 1,5 \times 0,6 = 0,9KN.m.$

A L'ELS :

Effort normal de compression :

$N_s = G = 1,7125KN.$

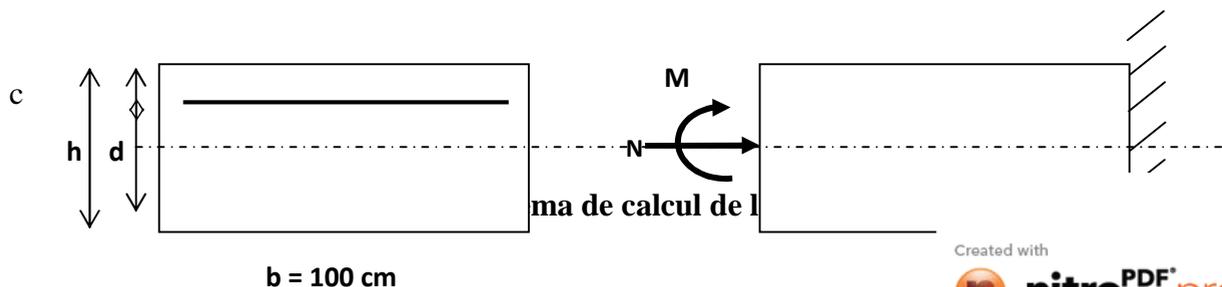
Moment de flexion :

$M_s = M = 0,6KN.m.$

3) Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire d'épaisseur « $e = 10cm$ » et de largeur « $b = 100cm$ », soumise à un effort normal « N » et un moment de renversement « M ».

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



Calcul des armatures à l'ELU :

calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,312} = 0,389 \text{ m} = 39 \text{ cm.}$$

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

Avec:

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

$e_u > \frac{h}{2} - c \Rightarrow$ le centre de pression se trouve à l'extérieur de la zone délimitée par les

armatures. L'effort normal N est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis elle se ramène à la flexion composée.

Calcul en flexion simple : (section fictive)

Moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0,9 + 2,312 \left(\frac{0,1}{2} - 0,03 \right) = 0,946 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,946 \times 1000}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,0135 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,0135 \Rightarrow \mu = 0,9935$$

$$\text{Les armatures fictives: } A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0,946 \times 1000}{0,993 \times 7 \times 348} = 0,39 \text{ cm}^2$$

$$A_f = 0,39 \text{ cm}^2$$

Calcul en flexion composée : (armatures réelles)

La section d'acier réelle est déterminée par la relation suivante :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,390 - \frac{2,312}{348 \times 10^{-1}} = 0,323 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Vérification de l'acrotère au séisme :

(Art 6.2.3 / RPA 99)

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale.

$$F_p = 4AC_p w_p$$

Avec

A: coefficient d'accélération de zone, dans notre cas

$$A = 0,15 \text{ (Zone IIa, groupe d'usage 2)}$$

C_p : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires

$$C_p = 0,8$$

w_p : poids de l'élément

$$w_p = 1,71 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0,8 \times 0,15 \times 1,71 = 0,82 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

\Rightarrow Il est inutile de calculer l'acrotère au séisme.

Condition de non fragilité du béton (de la section minimale) (BAEL91/ Art

Created with

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{fe} \times \left[\frac{e_s - (0,455 \times d)}{e_s - (0,185 \times d)} \right]$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,822}{1,7125} = 0,48m = 48cm$$

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

$$D'où : A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 7 \times 2,1}{400} \times \left[\frac{48 - (0,455 \times 7)}{48 - (0,185 \times 7)} \right] = 0,811 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,811 \text{ cm}^2 > A = 0,402 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition de non fragilité n'est pas vérifiée.}$$

Conclusion :

La condition de non fragilité n'étant pas vérifiée, c'est la section imposée par cette dernière condition qui sera prise en considération.

Donc, on adopte une section : $A = A_{\min} = 0,811 \text{ cm}^2$

Soit : 4HA8 $\Rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2$$

On prend 4HA8 = 2,01 cm² avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

Vérification au cisaillement : [Art A.5.1 ; 1..BAEL91]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{Avec : } V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1,37 = 2.055 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{2.055}{100 \times 7} = 0,0029 \text{ KN/cm}^2$$

V_u : la valeur de l'effort tranchant.

b : largeur de la bonde considérée = 100 cm.

d : hauteur utile de la section, $d = h - c$.

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme étant préjudiciable, il est nécessaire de vérifier la condition suivante :

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

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

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

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

Vérification de l'adhérence des barres : [Art A 6.1, 3..BAEL]

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

Ψ_s : Coefficient de scellement.

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

Avec $\sum U_i$: Somme des périmètres ultimes des barres

$$\sum U_i = \pi \times n \times \phi = 3,14 \times 4 \times 0,8 = 10,048 \text{ cm}$$

n: Nombre de barres

$$\text{D'où : } \tau_{se} = \frac{2.055 \times 10}{0,9 \times 7 \times 10,048} = 0,32 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ La section est vérifiée.

Espacement des barres :

Armatures principales : $S_t < \min(3h, 33\text{cm}) = 30\text{cm}$

$$S_t = 25\text{cm} \leq 30\text{cm} \dots\dots\dots\text{vérifiée.}$$

Armatures de répartitions : $S_t = \min(4h, 45\text{cm}) = 40\text{cm}$

$$S_t = 25\text{cm} \leq 40\text{cm} \dots\dots\dots\text{vérifiée.}$$

Ancrage des barres :

La longueur de scellement droit est :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s} = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.84} = 281,69 \text{ mm} \quad \text{soit } L_s = 30 \text{ cm}$$

Avec :

$$\tau_s = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa.}$$

Selon [Art A.6.1, 23..BAEL 91] :

La longueur de scellement « L_s » est donnée par :

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

Les barres étant comprimées, un scellement d'une longueur de $0,6L_s = 20\text{cm}$ et un crochet normal suffiraient largement pour garantir son ancrage.

Calcul à L'ELS :

Le calcul consiste à vérifier les contraintes limites dans les aciers.

Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

$$\rho_1 = \frac{A_s \times 100}{b \times d} = \frac{2,01 \times 100}{100 \times 7} \times = 0,287 \Rightarrow \beta_1 = 0,916$$

$$K_1 = 44,52$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0,6 \times 1000}{0,916 \times 7 \times 2,01} = 46,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{44,52} \times 46,55 = 1,04 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier : [Art. A.4.5.23]

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

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

Avec : $\eta = 1,6$: coefficient de fissuration (barres à haute adhérence)

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

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = 46,55 \text{ MPa}$$

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

D'où le ferrailage adopté à l'ELU est justifié à l'ELS.

Armatures principales.....4 HA8 = 2,01cm²/ml avec S_t = 25cm.

Armatures de répartitions.....4 HA8 = 2,01cm² avec S_t = 15cm.

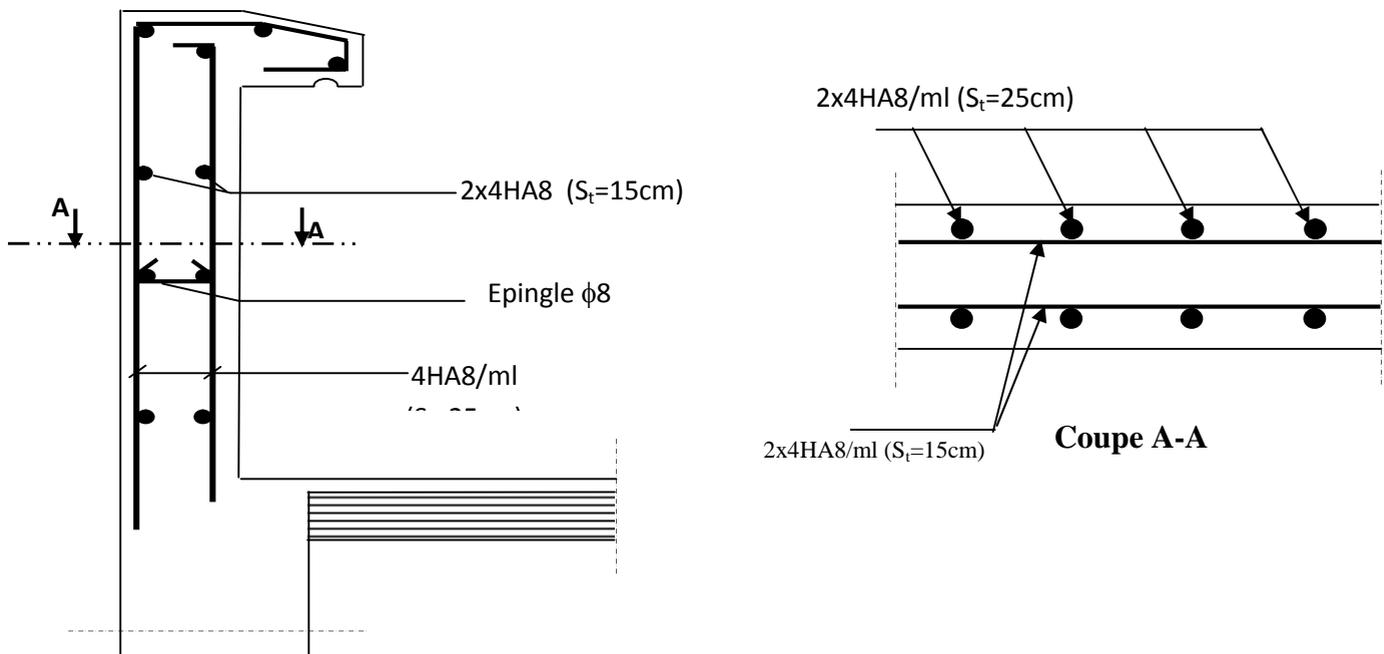


Fig III-A-4 : Plan de ferrailage du l'acrotère

III –B) Calcul des planchers :

La structure comporte des planchers à corps creux, dont les poutrelles sont préfabriquées sur les chantiers et disposés dans le sens de la petite portée sur lesquelles reposera le corps creux.

Le plancher en corps creux est constitué de :

Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles est de 65cm.

Remplissage en corps creux, utilisés comme coffrage perdu, et comme isolant, d'épaisseur de 16 cm.

Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'acier ayant comme fonction :

réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées notamment celles correspondant aux surcharges.

Limiter les risques de fissuration par retrait.

Résister à l'effet des charges appliquées sur les surfaces réduites ;

Et en plus, on fera l'étude pour la dalle pleine de la cage d'ascenseur reposant sur quatre appuis ainsi que pour la dalle des balcons.

III-B-1) Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés).

L'espacement ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- 20 cm (5p.m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 30 cm (4p.m) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

B-1-1) Calcul des armatures

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = 4.L / f_c = 4 \times 65 / 520 = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

L:Distance entre axes des poutrelles (L = 65cm)

Nous adoptons :

$$6 \text{ } \phi / \text{ml} \text{ , } A = 1.7 \text{ cm}^2 \text{ , } S_t = 15 \text{ cm}$$

b) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 1.7 / 2 = 0.85 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons :

$$4 \text{ } \phi / \text{ml} \text{ , } A = 1.13 \text{ cm}^2 \text{ , } S_t = 25 \text{ cm}$$

Conclusion :

Nous optons pour un treillis soudés ϕ 6 (15 x 25).

III-B-2) CALCUL DES POUTRELLES :

Le calcul se fera en deux étapes :

Etape 1: avant coulage de dalle de compression

La poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée sur deux extrémités, elle travaille en flexion simple et elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier.

- le poids propre de la poutrelle est : $G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- le poids propre du corps creux est : $G_2 = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$
- le poids de l'ouvrier est estimé à 1 KN/ml

Ferraillage a l'ELU :

On fait le calcul pour la travée la plus longue, en considérant la fissuration non préjudiciable.

$$L = 3,4 - 0,25 = 3,15 \text{ m}$$

Combinaison de charges :

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

$$q_u = 1,35 (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,499 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Soit : } q_u = 2,5 \text{ KN/ml}$$

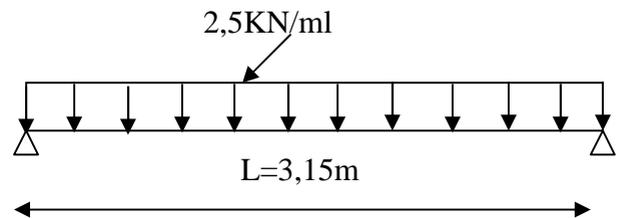


Fig III-B-1: schéma statique de la poutrelle.

Moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,5 \times 3,15^2}{8} = 3,10 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,5 \times 3,15}{2} = 3,937 \text{ KN}$$

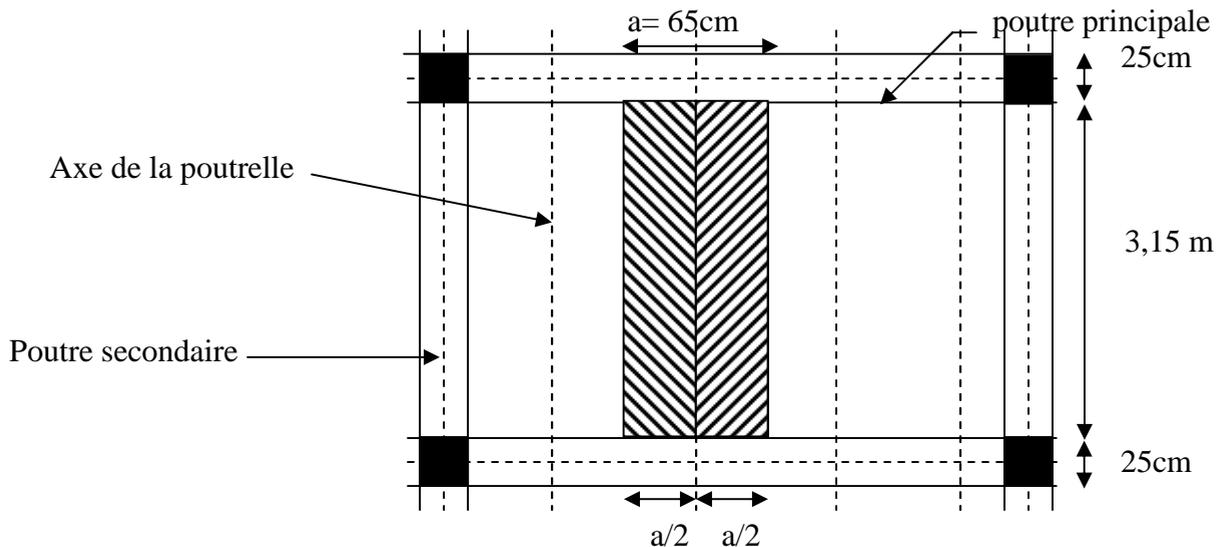


Fig III-B-2 : surface revenant aux poutrelles.

Calcul des armatures :

c : enrobage (c=2cm)

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

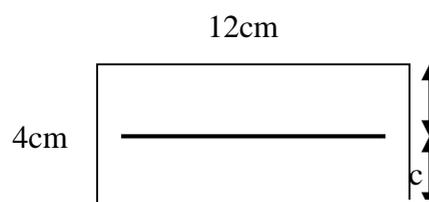


Fig III-B-3 : section de

Created with

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3,10}{0,12 \times 0,02^2 \times 14,2 \times 10^3} = 4,55$$

$\mu = 4,55 > \mu_r = 0,392 \implies$ section est doublement armée (SDA).

Conclusion :

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures. Par conséquent, il est nécessaire de prévoir un étiage pour soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

étape 2 : après coulage de la dalle de compression

Le calcul est conduit en considérant la poutrelle comme une poutre continue de section en «Té» encadrée partiellement par ses deux extrémités, et les autres appuis intermédiaires seront considérés comme appuis simples, avec une inertie constante le long de la poutre. Elle supporte son poids propre et le poids de corps creux et de la dalle de compression en plus de charges et surcharges revenant aux plancher. La poutrelle travaille en flexion simple.

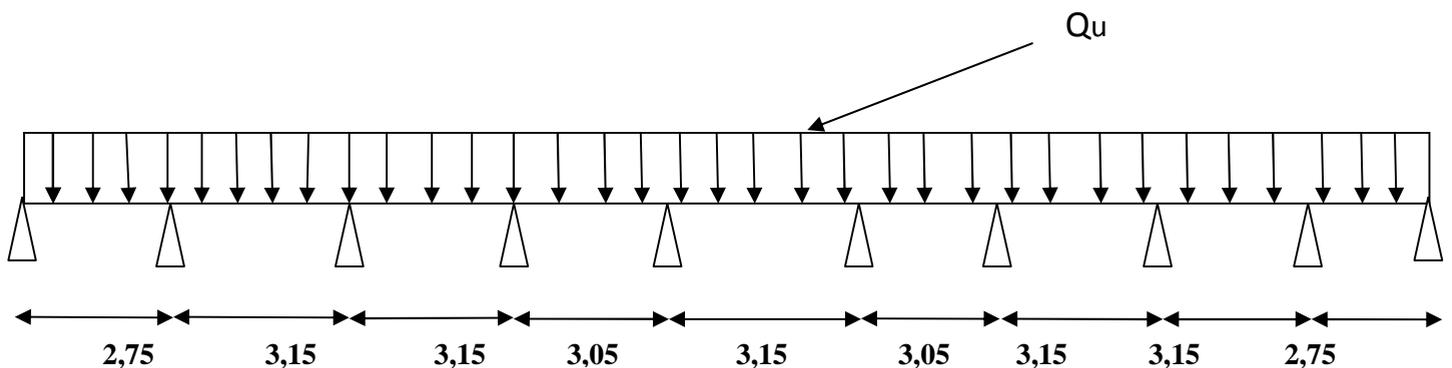


Fig III-B-4 : schéma statique de la poutrelle.

Dimensionnement de la dalle de compression :

$h = 16+4 = 20\text{cm}$ la hauteur de la poutrelle
 $h_0 = 4\text{cm}$, la hauteur de la dalle de compression
 $b_0 = 12\text{cm}$, largeur de la nervure

Détermination de la largeur de la table de compression : [Art .A.4.1.3....BAEL 91]

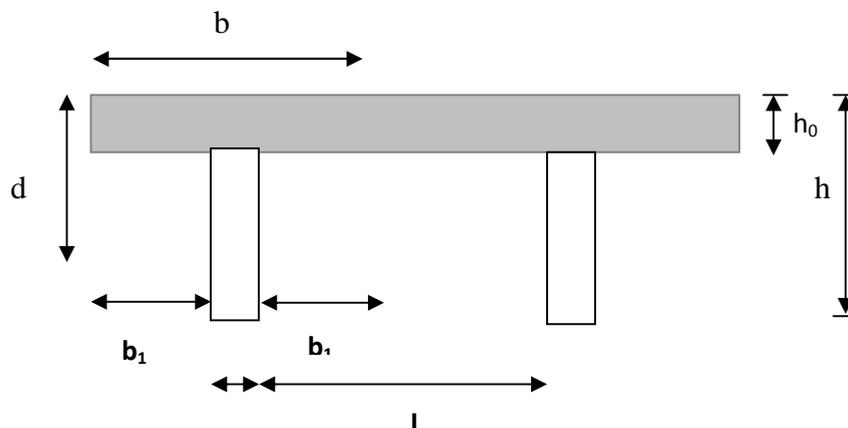


Fig III-B-5 : construction de la section en Te.

Largeur de la table à mi-travée :

$$b_1 \leq \frac{L}{2} = \frac{65-12}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{L}{10} = \frac{315}{10} = 31,5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{2}{3} X \Rightarrow b_1 \leq \frac{2}{3} \left(\frac{315}{2} \right) = 105 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq L + \frac{L_2}{40} + \frac{2}{3} X \Rightarrow b_1 \leq 65 + \frac{65}{40} + \frac{2}{3} \left(\frac{315}{2} \right) = 171,62 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min (26,5; 31,5 ; 105 ; 171,62)$$

Donc : $b_1 = 26,5 \text{ cm}$

On a $b = 2b_1 + b_0 = 26,5 \times 2 + 12 = 65 \text{ cm}$

$$b = 65 \text{ cm}$$

Avec :

l_0 : Distance entre deux faces voisines de deux poutrelles. ($l = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$)

x : la distance de la section considérée à l'axe de l'appui extrême le plus rapproché.

L_1, L_2 : les portées encadrant l'appui intermédiaire le plus rapproché

b_0 : largeur de la nervure ($b_0 = 12 \text{ cm}$)

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

L : largeur de la plus grande portée ($L = 3,15 \text{ m}$)

2) Charges et surcharges :

Plancher d'étage courant

Poids de plancher : $G = 5,56 \times 0,65 = 3,614 \text{ KN/ml}$

Surcharges d'exploitation $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

Les charges supportées par les poutres sont :

$$Q = 0,975 \text{ KN/ml}$$

$$G = 3,614 \text{ KN/ml}$$

Combinaison de charges :

ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 6,34 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = G + Q = 4,589 \text{ KN/ml}$

plancher a usage commercial

Poids propre du plancher : $G = 5,56 \times 0,65 = 3,614 \text{ KN/ml}$.

Surcharge d'exploitation : $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ KN/ml}$.

Les charges supportées par les poutrelles sont :

$$Q = 1,625 \text{ KN/ml}$$

$$G = 3,614 \text{ KN/ml}$$

Combinaison de charges :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 7,316 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 5,239 \text{ KN/ml}$$

On doit faire les calculs pour le cas le plus défavorable

3) détermination des moments fléchissant et des efforts tranchants :

Choix de la méthode de calcul :

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

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

$$Q \leq \max \left\{ 2G ; 5 \text{KN/mL} \right\}$$

$$2.G = 2 \times 3,614 = 7,228 \text{ KN / mL}$$

$$Q = 1,625 \leq \max \left\{ 7,228 ; 5 \right\} = 7,228 \text{ KN / mL} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées
 \Rightarrow La condition est vérifiée.

Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \quad \text{On a : } \frac{275}{315} = 0,87 \rightarrow 0,8 < \frac{L_1}{L_2} = 1 < 1,25 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

La fissuration est non préjudiciable \Rightarrow Condition vérifiée

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

4) Principe de la méthode (BAEL91 modifié 99 J.P mouglin art 3III4)

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

Exposé de la méthode :

Le rapport (α) des charges l'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation,

en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q + G}$

M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de

Comparaison $M_0 = \frac{qL^2}{8}$ dont L longueur entre nus des appuis.

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

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

M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

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

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée de rive}$$

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

0,6 M_0 pour une poutre à deux travées ;

0,5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;

0,4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

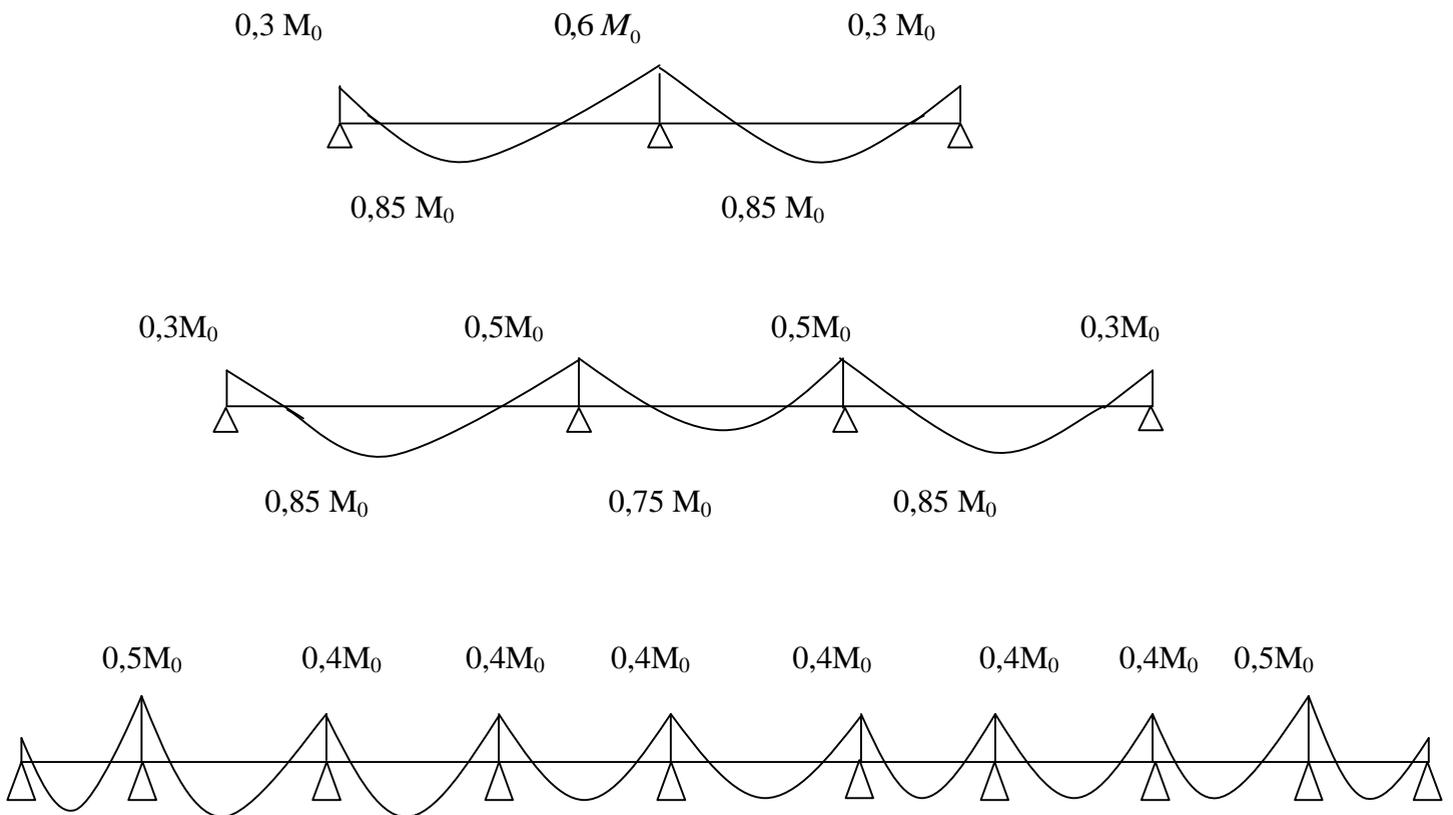


Fig III-B-6 : diagramme des moments fléchi

5) Application de la méthode :

Calcul du rapport de charge

$$\alpha = \frac{1,625}{1,625 + 3,614} = 0,31$$

$$M_{01} = 7,316 \times \frac{(2,75)^2}{8} = 6,92 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = 7,316 \times \frac{(3,00)^2}{8} = 8,23 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = 7,316 \times \frac{(3,15)^2}{8} = 9,07 \text{ KN.m}$$

Avec $\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,64$ et $\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,54$

$$M_1 = M_{10} = 0,3M_{01} = 0,3 \times 6,92 = 2,076 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_9 = 0,5M_{03} = 0,5 \times 9,07 = 4,53 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_4 = M_5 = M_6 = M_7 = M_8 = 0,4M_{03} = 0,4 \times 9,07 = 3,63 \text{ KN.m}$$

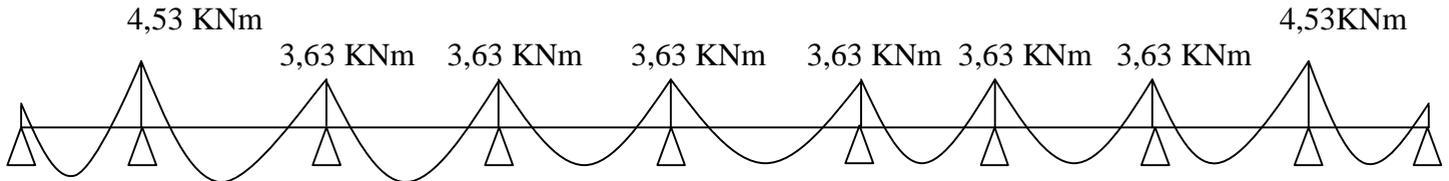


Fig III-B-7 : valeurs des moments fléchissants.

Calcul des efforts tranchants

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

$$T_e = T_w + q_u L$$

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

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10
M_w	4,53	3,63	3,63	3,63	3,63	3,63	3,63	4,53	2,076
M_e	2,076	4,53	3,63	3,63	3,63	3,63	3,63	3,63	4,53
T_w	-9,17	-11,81	-11,52	-11,16	-11,52	-11,16	-11,52	-11,23	-10,95
T_e	10,95	11,23	11,52	11,16	11,52	11,16	11,52	11,81	9,17

Tab III-B-1 : moments et efforts tranchants dans les di

Created with

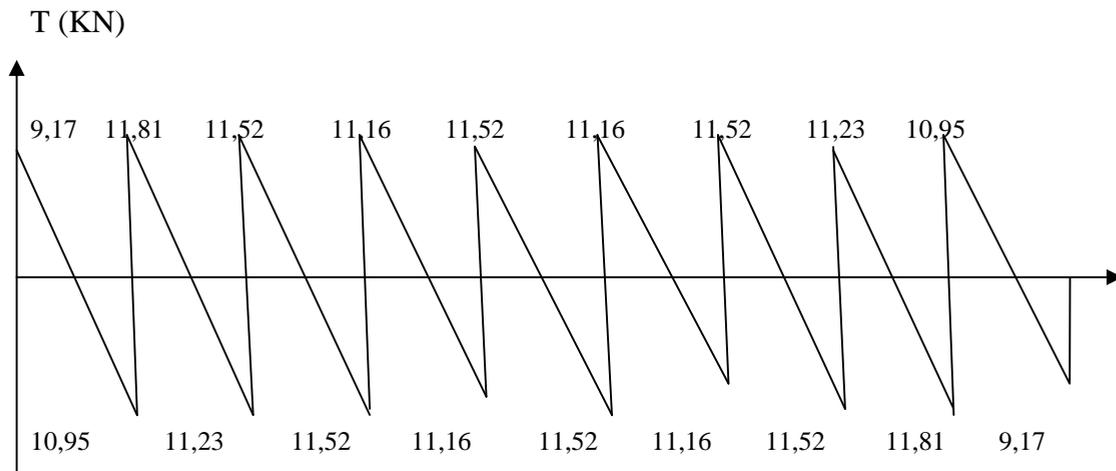


Fig III-B-8 : Le diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

6) Calcul des armatures :

On adoptera le même ferrailage en travée avec le moment maximum $M_t^{\max} = 9,07 \text{ KN.m}$, et même ferrailage aux appuis avec le moment maximum $M_a^{\max} = 4,53 \text{ KN.m}$.

a) Calcul des armatures à ELU :

$h_0 = 4 \text{ cm}$

$h = 20 \text{ cm}$

$d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$

$b_0 = 12 \text{ cm}$

$b = 65 \text{ cm}$

Armatures longitudinales :

En travée :

Le calcul des armatures en travée s'effectue comme une section en Té, on considérant le moment maximum $M_t^{\max} = 9,07 \text{ KNm}$.

-Le moment équilibré par la table de compression M :

$$\text{Avec } M = f_{bc} b h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 65 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 59,07 \text{ KNm}.$$

$M = 59,07 \text{ K Nm}$

D'où $M_t^{\max} = 9,07 \text{ KNm} < M = 59,07 \text{ KNm}$

Donc l'axe neutre est dans la table de compression \longrightarrow le calcul se fera pour une section rectangulaire $b \times h$

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{9,07 \times 10^2}{65 \times 18^2 \times 14,2 \times 10^{-1}} = 0,03 < \mu_l = 0,392$$

$\mu < \mu_l \longrightarrow$ Section simplement armée (SSA).

$$A_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_s}$$

$\mu = 0,03 \Rightarrow \beta = 0,985$

$$A_s = \frac{9,07 \times 10^2}{0,985 \times 18 \times 348 \times 10^{-1}} = 1,47 \text{ cm}^2$$

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

En appuis :

La table de compression est entièrement tendue, la section à considérée pour le calcul est une section rectangulaire de hauteur utile $d=18 \text{ cm}$ et de largeur $b_0=12 \text{ cm}$.

$$M_a^{\max} = 4,53 \text{ KNm}$$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{4,53 \times 10^2}{12 \times 18^2 \times 14,2 \times 10^{-1}} = 0,08 < \mu_l = 0,392$$

$$\mu = 0,082 \Rightarrow \beta = 0,957$$

$$A_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{4,53 \times 10^2}{0,957 \times 18 \times 348 \times 10^{-1}} = 0,756 \text{ cm}^2$$

Soit : $A^a = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$

Soit : 1HA10 filant et 1HA10 comme chapeau

Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_l \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1 \right\} = 0,57 \text{ cm}^2$$

ϕ_l : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

On choisi un cadre $\emptyset 8$; avec $A_t = 2\text{HA}8 = 1,00 \text{ cm}^2$

Escapement des armatures transversales:

$$S_t \leq \min \{ 0,9 \times 18 ; 40 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq \min \{ 16,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$ constant le long de la poutrelle

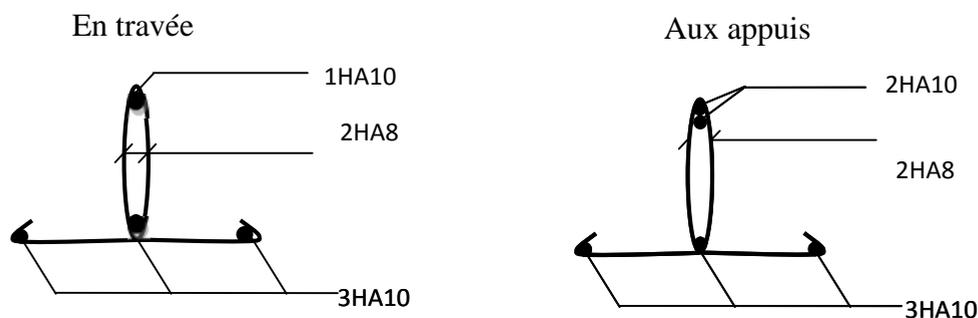


Fig III-B- 9 : Plan de ferrailage de la poutrelle en travées et aux appuis.

Calcul des ancrages (BAEL91/ Art 6.1,23) :

Les barres rectilignes de diamètre ϕ et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur L_s , dite longueur de scellement droit.

La longueur de scellement droit d'après les règles BAEL91 modifié 99

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Avec :

τ_{su} : contrainte d'adhérence

$$\tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$\psi_s = 1,5$ pour HA, ψ_s : coefficient de scellement

pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et Fe400 ;

$$\frac{L_s}{\phi} = 35,3$$

Pour $\phi = 10 \text{ mm} \Rightarrow L_s = 35,3 \text{ cm}$; soit $L_s = 35 \text{ cm}$

et $L_a = 0,4 L_s = 14 \text{ cm}$

b) Vérification à l'ELU

Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91, A 4.2.1) :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{c28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,261 \text{ cm}^2$$

En travée: $A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > 0,261 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Aux appuis: $A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > 0,261 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Vérification au cisaillement:

Fissuration peu nuisible, on doit vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}_u$.

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{11,81 \times 10}{18 \times 12} = 0,546 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_d} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,546 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

c) Vérification à L'ELS :

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, ce qui est le cas pour nos poutrelles, pour obtenir les valeurs à L'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à L'ELU par le coefficient q_s/q_u

$$q_s = G+Q = 5,239 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 7,316 \text{ KN/mL}$$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5,239}{7,316} = 0,716$$

Moments fléchissant :

$$\text{Sur appuis : } M_{ser}^a = 4,53 \times 0,716 = 3,24 \text{ KN.m}$$

$$\text{en travées : } M_{ser}^t = 9,07 \times 0,716 = 6,49 \text{ KN.m}$$

Vérification de la résistance à la compression du béton :

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A^a}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,727 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,8765 \\ K = 0,039 \end{cases}$$

Avec :

$$K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)}$$

La contrainte dans les aciers est :

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

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}^a}{\beta_1 \times d \times A^a}$$

$$\sigma_s = \frac{3,24 \times 10^3}{0,8765 \times 18 \times 1,57} = 130,8 \text{ MPa}$$

La contrainte dans le béton est:

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,039 \times 130,8 = 5,10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,10 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2- En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,088 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,8565 \\ K = 0,05 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}^t}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\sigma_s = \frac{6,49 \times 10^3}{0,8565 \times 18 \times 2,35} = 179,13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,05 \times 179,13 = 8,95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,95 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

Nous avons une fissuration peu préjudiciable \Rightarrow aucune vérification n'est nécessaire

Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si :

$$1) \frac{h}{\ell} > \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{\ell} > \frac{1}{10} \times \frac{M_t^s}{M_0}$$

$$3) \frac{A}{b_0 \times d} < \frac{4,2}{f_e}$$

$$\text{Nous avons : } \frac{h}{\ell} = \frac{20}{315} = 0,063 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$$

La première condition est vérifiée .

$$\frac{1}{10} \times \frac{M_t^s}{M_0} = 1/10 \times 6,49 / 9,07 = 0,071 \geq 0,063$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est obligatoire

Calcul de la flèche :

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

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différée ($E_v = 10820 \text{ MPa}$)

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

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie totale de la section homogène

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

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

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

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = 0,011$$

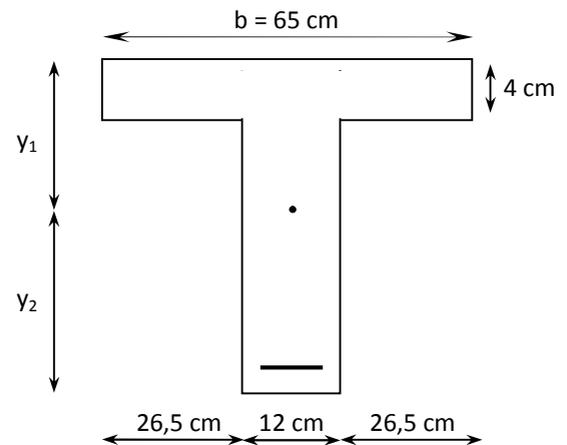
Calcul des paramètres :

$$S_{XX'} = b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_t \times d)$$
$$= 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 2,35 \times 18)$$

$$S_{XX'} = 3458,5 \text{ cm}^3$$

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

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 2,35) = 487,25 \text{ cm}^2$$



Position de l'axe neutre : $y_1 = \frac{S_{XX'}}{B_0}$

$$y_1 = \frac{3458,5}{487,25} = 7,10 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7,10 = 12,90 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = 20003,24 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,011$$

La contrainte dans les aciers tendus est $\sigma_s = 179,13 \text{ MPa}$

Calcul des coefficients :

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 179,13 + 2,1} ; 0 \right) = 0,63$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0,011} = 1,495$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 20003,24}{1 + (0,63 \times 1,495)} = 11331,24 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{6,49 \times 10^6 \times (3150)^2}{10 \times 10818,865 \times 11331,24 \times 10^4} = 5,25 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3150}{500} = 6,3 \text{ mm}$$

$f < \bar{f} \Rightarrow$ La flèche est vérifiée.

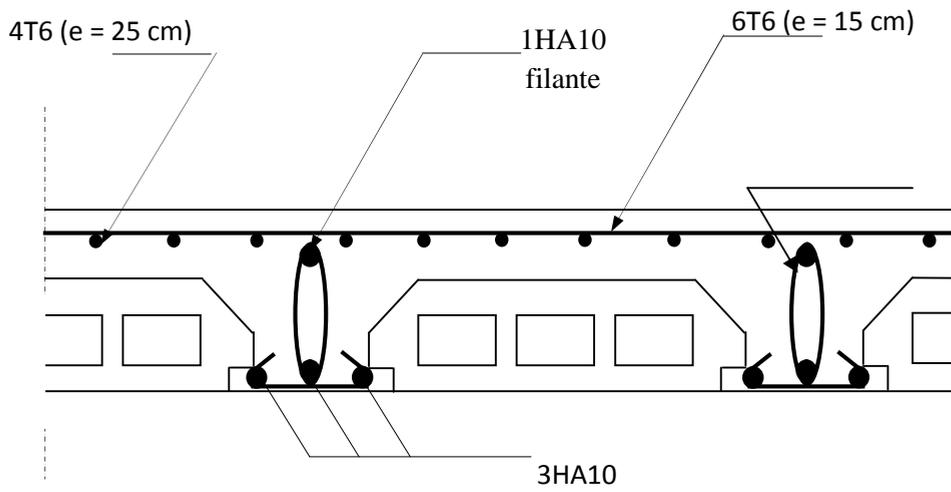


Fig III-B-10 : Plan de ferrailage du plancher.

III-C) Les balcons :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine suite à la dalle du plancher, ce dernier est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive.

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion :

$$e_p \geq \frac{L}{10} \quad \text{Ou } L : \text{ la longueur de la console.}$$

$$e_p = \frac{110}{10} = 11.00\text{cm} \Rightarrow e_p = 15\text{cm}$$

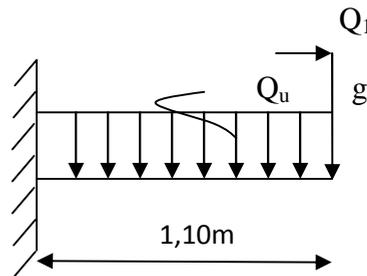


Fig III-C-1 : schéma statique du balcon .

III-C-1) Détermination des charges et des surcharges :

Charges permanentes :

$$G = 5,61 \text{ KN/ml}$$

Surcharges d'exploitations :

La dalle3,5KN/ml

Main courante1 KN/ml

Garde corps0.9KN/ml

III-C-2) Calcul à l'ELU :

Le balcon est calculé en flexion simple avec une bonde de 1m de largeur.

a) Combinaison de charges :

$$\text{Dalle pleine : } Q_{u1} = 1,35G + 1,5Q$$

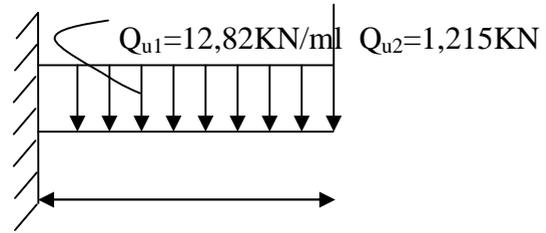
$$Q_{u1} = 1,35(5,61) + 1,5(3,5) = 12,82\text{KN/ml}$$

$$\text{Garde corps : } Q_{u2} = 1,35G_2 = 1.215\text{KN/ml}$$

Le moment provoqué par la charge Q_U :

$$M_u = -Q_{u1} \frac{L^2}{2} - Q_{u2} \times L$$

$$M_u = -\frac{12,82 \times 1,10^2}{2} - 1,215 \times 1,10 = -9,09 \text{ KNm}$$



Le signe (-) désigne que la fibre supérieure est tendue.

Effort tranchant :

$$V_u = -Q_{u1} \times L - Q_{u2}$$

$$V_u = -12,82 \times 1,10 - 1,215 = -15,32 \text{ KN}$$

Effort normal :

$$N = 1 \text{ KN/ml (Effort de traction)}$$

III-C-3) Calcul de ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage des balcons est déterminé en flexion simple, en considérant une section rectangulaire de hauteur « $h = 15\text{cm}$ » et de largeur « $b = 100\text{cm}$ », soumise à un moment de renversement « M ».

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

Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9,09 \times 1000}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,044$$

$$\mu_b = 0,044 < \mu_r = 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,044 \Rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9,09 \times 1000}{0,978 \times 12 \times 348} = 2,22 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 = 3,14 cm² avec un espacement $e = 25\text{cm}$.

Armatures secondaires :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785\text{cm}$$

Soit $4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$ avec un espacement $e = 25\text{cm}$.

III-C-4) Vérifications à l'ELU :

Condition de non fragilité : (ART.A.4.2.1...BAEL91)

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,449\text{cm}^2$$

$A = 3,14\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,449\text{cm}^2$ condition vérifiée.

Vérification de l'effort tranchant : (ART. A.5.2.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min\{0,15 f_{c28}; 5\text{MPa}\} \quad \text{«Fissuration préjudiciable»}.$$

$$\tau_u = \frac{15,32 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,127\text{MPa} \leq \bar{\tau} = 3,75\text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Il n'ya aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaire.

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (ART. 4.2.1..BAEL91)

$$\bar{V}_u = 0,4 f_{c28} \cdot 0,9 \frac{db}{\gamma_s} = 0,4 \times 25 \cdot 10^3 \times 0,9 \times \frac{0,12 \times 1}{1,15} = 939,13\text{KN}$$

$$V_u = 15,32\text{KN} \leq \bar{V}_u = 939,13\text{KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres (ART. 4.2.1..BAEL91)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{15,32 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 125,6} = 1,129\text{MPa}$$

Avec : $\sum U_i = 4 \times 3,14 \times 1,0 = 12,56\text{cm}$

$$\tau_{se} = 1,129\text{MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Il n'ya aucun risque d'entraînement des barres.

Ancrage des barres aux appuis :

- La longueur de scellement droit est donnée par la loi:

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \tau_s}$$

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2,835} = 352,73 \text{ mm} \quad \text{on prévoit des crochets de longueur}$$

$$L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 35,27 = 14,11 \text{ cm.}$$

Soit $L_a = 15 \text{ cm}$.

Espacement des barres :

Armatures principales : $S_t \leq \min\{3h; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Armatures de répartitions : $S_t \leq \min\{4h; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

III-C-5) Calcul à l'ELS :

Combinaison de charge :

$$Q_{S1} = G_1 + Q_1 = 5,61 + 3,5 = 9,11 \text{ KN / ml}$$

$$Q_{S2} = G_2 = 1 \text{ KN / ml}$$

Etat limite d'ouverture des fissurations : la fissuration est préjudiciable,

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{Ser}}{I} (d - y) = 15 \frac{6,11 \cdot 10^6}{63245600} (120 - 34,1) = 124,48 \text{ MPa}$$

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

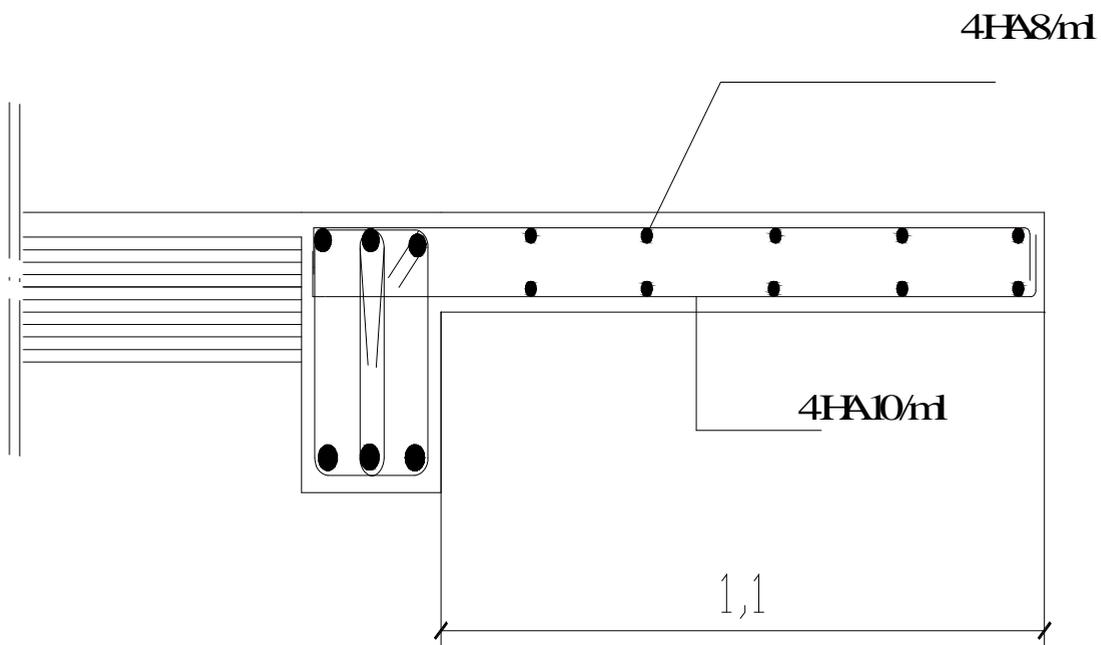


Fig III-C-2 : Plan de ferrailage du balcon .

III-D) Calcul de la dalle pleine de la salle machine :

1) Introduction :

Notre immeuble est constitué d'une cage d'ascenseurs de caractéristiques suivantes:

- La vitesse d'entraînement $V = (1\text{m/s})$.
- La surface de la dalle est de $3,38\text{m}^2$ ($1,30 \times 2,60$) pouvant charger 8 personnes de $6,3\text{KN}$.
- La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargé est de 9 tonnes.

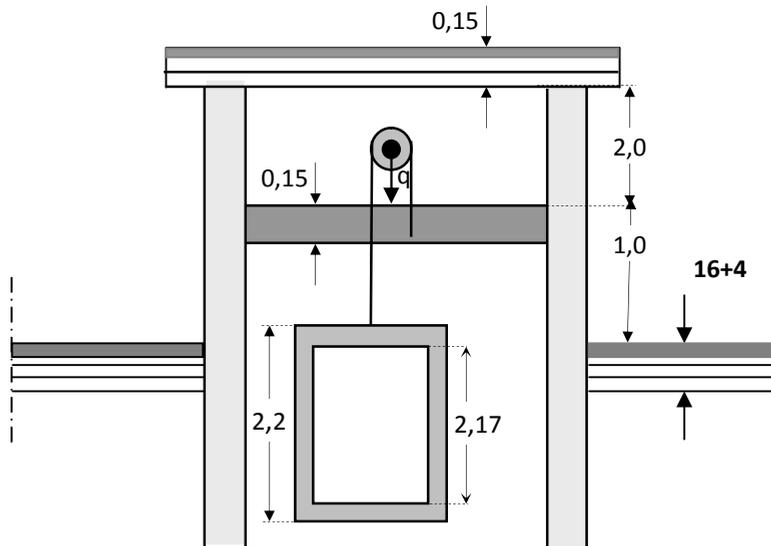


Fig III-D-1 : schéma de la salle machine.

2) Dimensionnement :

$$h_t \geq \frac{L_x}{30} = \frac{130}{30} = 4,33 \text{ cm}$$

h_t doit être au moins égale à 12cm (RPA99 version 2003) ;

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

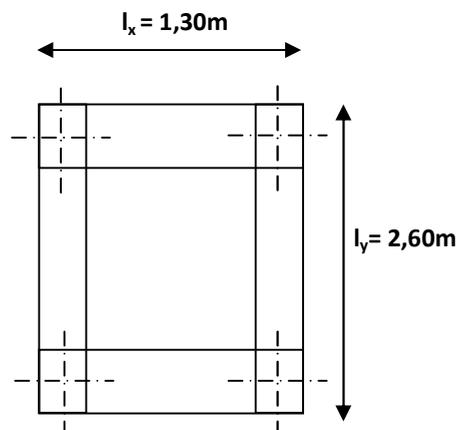


Fig III-D-2 : dimensions de la dalle.

3) Calcul de la dalle pleine de la salle machine :

a) calcul des moments :

L'étude des dalles reposant librement sur leurs pourtours et soumises à des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

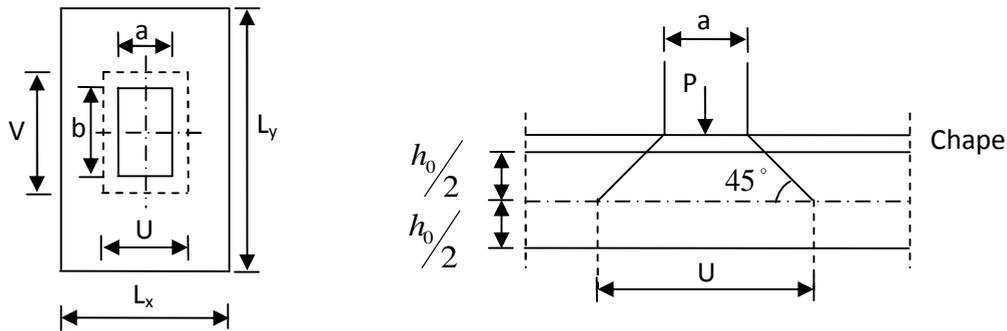


Fig III-D-3

$$U = a + k \times h_r + h_0$$

$$V = b + k \times h_r + h_0$$

Avec :

h_0 : épaisseur de la dalle.

$K = 2$, car le revêtement est aussi solide que le béton.

$h_r = 5$ cm épaisseur du revêtement.

$a = b = 75$ cm

$U = V = 100$ cm

Evolution des moments M_x et M_y du système de levage :

$$M_x = q_u (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = q_u (M_2 + \nu M_1)$$

Avec:

ν : Coefficient de POISSON

$\nu = 0$ à l'ELU

$\nu = 0,2$ à l'ELS

M_1 et M_2 déterminés à partir des rapports $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{V}{L_y}$ dans les abaques de PIGEAUD suivant le

$$\begin{aligned} \text{rapport } \left(= \frac{L_x}{L_y} \right) \\ = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,30}{2,60} = 0,50 \end{aligned}$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{100}{130} = 0,769$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{100}{260} = 0,384$$

D'où : $M_1 = 0,100$

$M_2 = 0,040$

ELU :

$$q_u = 1,35G = 1,35 \times 9000 = 12150 \text{ kg} = 121,5 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = q_u \times M_1 = 121,5 \times 0,100 = 12,15 \text{ KN/ml}$$

$$M_{y1} = q_u \times M_2 = 121,5 \times 0,040 = 4,86 \text{ KN/ml}$$

Evolution des moments M_x et M_y dus au poids propre de la dalle:
 $= 0,50 > 0,4 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

$$q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,56625 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,0946 \times 6,56625 \times (1,30)^2 = 1,049 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y2} = 0,250 \times 1,049 = 0,262 \text{ KN.m.}$$

Les moments globaux :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 12,15 + 1,049 = 13,199 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4,86 + 0,262 = 5,122 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

Les moments en travée :

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 M_x = 0,85 \times 13,199 = 11,22 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 M_y = 0,85 \times 5,122 = 4,35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments aux appuis :

$$\begin{cases} M_x^a = -0,3 M_x = -0,3 \times 13,199 = -3,96 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0,3 M_y = -0,3 \times 5,122 = -1,536 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b) Détermination de la section d'armature :

Sens X - X :

en travée

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{11,22 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,047 < \mu_e = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,047 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,975$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11,22 \cdot 10^3}{0,975 \times 13 \times 348} = 2,54 \text{ cm}^2.$$

Soit $5\phi 10 \Rightarrow A_t = 3,92 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

aux appuis

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{3,96 \cdot 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,0165 < \mu_e = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,0165 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,992$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \sigma_s} = \frac{3,96 \cdot 10^3}{0,992 \times 13 \times 348} = 0,882 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA8 $\Rightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$

Sens y-y :

en travée

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4,35 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,018 \quad \langle \mu_e = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,018 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,991$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{4,35 \times 10^3}{0,991 \times 13 \times 348} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA10 $\Rightarrow A_t = 3,92 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$

Aux appuis

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1,536 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,006 \quad \langle \mu_e = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}.$$

$$\mu_b = 0,006 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,997$$

$$A_a = \frac{1,536 \times 10^3}{0,997 \times 13 \times 348} = 0,34 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA8 $\Rightarrow A_a = 2,51 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$

4) Vérification à L'E.L.U :

a) condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91) :

Armatures inférieures :

$$\rho_x = \rho_0 \frac{(3 - \frac{\ell_x}{\ell_y})}{2}$$

Avec $\rho_0 = 0,0008$ pour $[F_e 400]$

ρ_x : Taux minimaux d'acier en travée dans le sens x - x.

$$\rho_0 = \frac{A_{\min}}{S}$$

A min : section minimale d'armatures

S : section totale du béton.

$$\rho = 0,0008 \times (3 - 0,5) / 2 = 0,001$$

$$A_{\min} = 0,001 \times (15 \times 100) = 1,50 \text{ cm}^2.$$

Armatures supérieures :

$$\rho_y \geq \rho_0 = 0,0008$$

ρ_y : Taux minimaux d'acier dans le sens y-y.

$$A_{\min} = 0,001 \times (15 \times 100) = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$3,92 \text{ cm}^2 > 1,50 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée (sens x -x).}$$

$$2,51 \text{ cm}^2 > 1,50 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée (sens y -y).}$$

Diamètre maximale des barres

On doit vérifier que $\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{15}{10} = 1,5 \text{ cm}$.

$$\phi_{\max} = 10 \text{ mm} \leq 15 \text{ mm}. \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

ϕ : Diamètre des armatures longitudinales

b) Poinçonnement :

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

$$Q_u \leq 0,045 \mu_c h f_{c28} / \gamma_b$$

Avec : Q_u : charge de calcul à l'ELU.

h: épaisseur totale de la dalle.

$$U_c = 2(U + V) = 2 \times (1 + 1) = 4 \text{ m}.$$

μ_c : Périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$Q_u \leq 0,045 U_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 4 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5}$$

$$Q_u \leq 450 \text{ KN}. \Rightarrow 1,35 p = Q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}.$$

121,5 < 450 KN..... condition vérifiée.

D'où Aucune armature transversale n'est nécessaire.

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

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

Direction la plus sollicitée : min (2h, 25 cm).

Direction perpendiculaire : min (3h, 33 cm).

Sens x-x:

Armatures supérieures : $St = 20 \text{ cm} < \min (2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

Armatures inférieures : $St = 20 \text{ cm} < \min (2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

Sens y-y:

Armatures supérieures : $St = 20 \text{ cm} < \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Armatures inférieures : $St = 20 \text{ cm} < \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

d) Vérification de la contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge et on a $u = v$, donc :

Au milieu de u, on a :

$$V_u = P / (2u + v) = P / 3v$$

$$V_u = \frac{90}{2 \times 1 + 1} = 30 \text{ KN}$$

Au milieu de v on a :

$$V_u = P / 3u = P / (2v + u)$$

$$V_u = \frac{90}{2 \times 1 + 1} = 30 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{30 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,230 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,230 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

5) Vérification de l'E.L.S :

a) Les moments à l'E.L.S :

Moment engendré par le système de levage :

$$M_{x1} = (M_1 + M_2) q_s.$$

$$M_{y1} = (M_2 + M_1) q_s.$$

$$q_s = G + Q = 90 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x1} = (0,100 + 0,2 \times 0,04) \times 90 = 9,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = (0,04 + 0,2 \times 0,100) \times 90 = 5,4 \text{ KN.m}$$

Moment engendré par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = 0,5 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0981 \\ \mu_y = 0,373 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0,0981 \times 4,75 \times (1,3)^2 = 0,787 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,348 \times 0,787 = 0,274 \text{ KN.m.}$$

Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9,72 + 0,787 = 10,507 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5,4 + 0,274 = 5,674 \text{ KN.m.}$$

b) La section d'armature :

Sens x-x :

-Aux appuis :

$$M_a = 0,3 \times 10,507 = 3,152 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3,152 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,013 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,013 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,837$$

$$A_a = \frac{M_a}{b d f_e / s} = \frac{3,152 \times 10^3}{0,837 \times 13 \times 348} = 0,83 \text{ cm}^2.$$

-En travée :

$$M_t = 0,85 \times 10,507 = 8,93 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{8,93 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,037 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,037 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,773$$

$$A_t = \frac{M_t}{b d f_e / s} = \frac{8,93 \times 10^3}{0,773 \times 13 \times 348} = 2,55 \text{ cm}^2.$$

Sens y-y :

-Aux appuis :

$$M_a = 0,3 \times 5,674 = 1,70 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1,70 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,007 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,007 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,871$$

$$A_a = \frac{M_a}{b d f_e / s} = \frac{1,70 \times 10^3}{0,871 \times 13 \times 348} = 0,431 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

$$M_t = 0,85 \times 5,674 = 4,82 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4,82 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,02 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,028 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,811$$

$$A_t = \frac{M_t}{b d f_e / s} = \frac{4,82 \times 10^3}{0,811 \times 13 \times 348} = 1,31 \text{ cm}^2.$$

Conclusion :

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

c) Vérification des contraintes dans le béton :

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

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens X-X :

-Aux Appuis :

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{3,96}{1,70} = 2,33$$

$$\mu_u = 0,0165 \rightarrow \alpha = 0,0215$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,23 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,366 > \alpha = 0,0215 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

-En travée :

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{11,22}{8,93} = 1,26$$

$$\mu_u = 0,047 \rightarrow \alpha = 0,0595$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,23 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,366 > \alpha = 0,0595 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Sens Y-Y :

-Aux Appuis :

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{1,536}{1,7} = 0,9$$

$$\mu_u = 0,006 \rightarrow \alpha = 0,0075$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,01 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,257 > \alpha = 0,0075 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

-En travée :

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{4,35}{4,82} = 0,9$$

$$\mu_u = 0,018 \rightarrow \alpha = 0,0227$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{0,8 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,257 > \alpha = 0,0227 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

d) Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu préjudiciable \longrightarrow Aucune vérification n'est nécessaire.

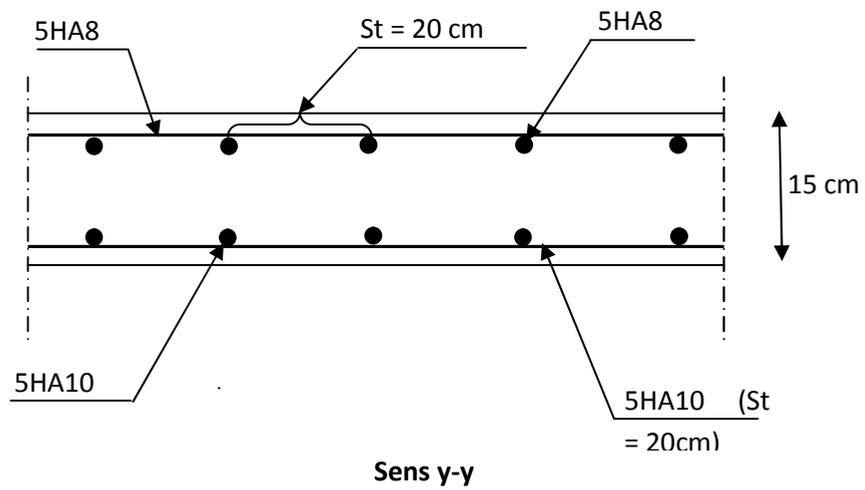
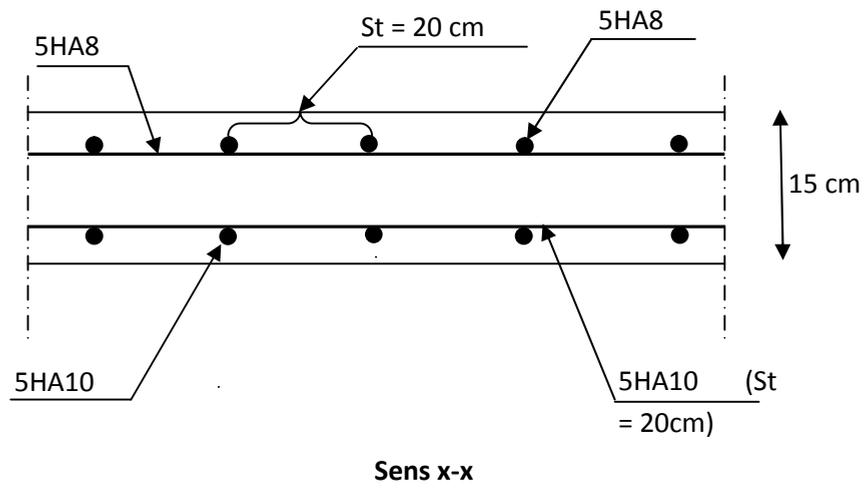


Fig III-D-4 : Plan de ferrailage de la dalle pleine de la salle machine.

III-E-Calcul des escaliers :

III-E-1- Définition :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

Notre bâtiment est composé d'une seule cage d'escalier :

Terminologie :

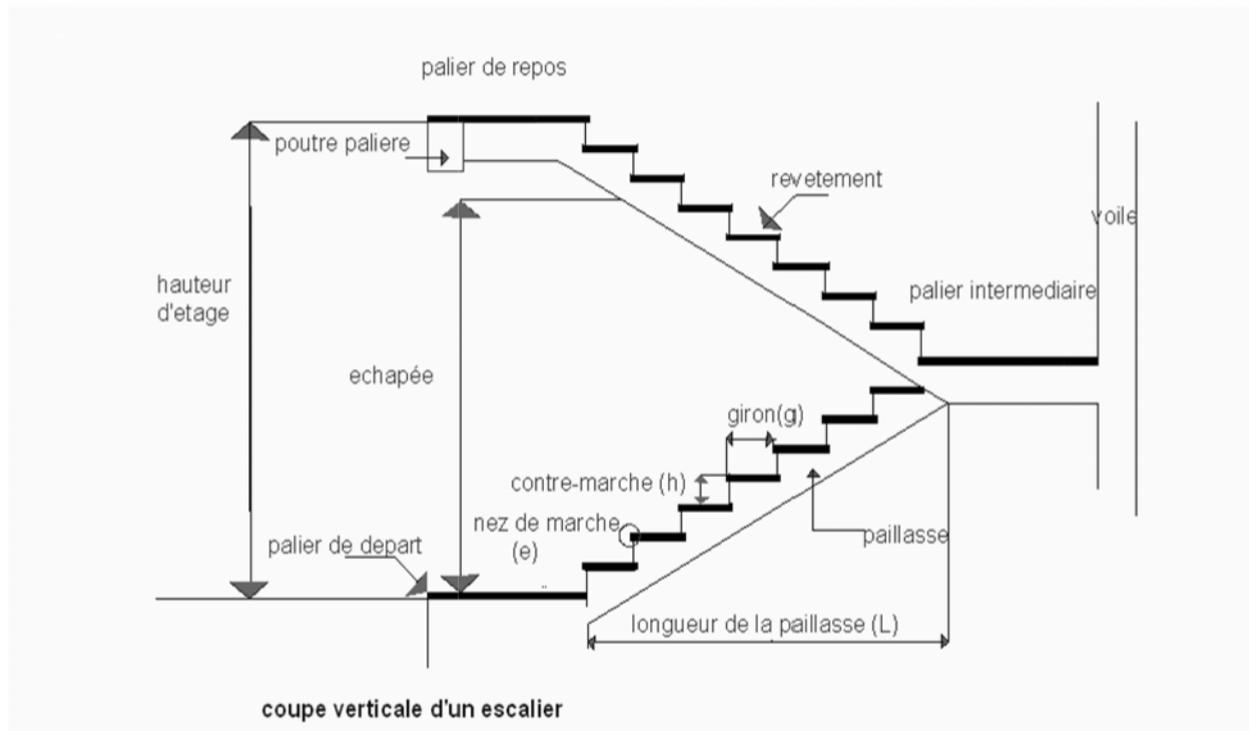


Fig III-E-1 : coupe verticale d'un escalier.

g : Largeur de la marche.

h : Hauteur de la contre marche.

e : épaisseur de la paillasse et de palier.

H : hauteur de la volée.

l_1 : portée de la paillasse.

l_2 : largeur du palier

L : longueur de la paillasse projetée.

III-E-2-CAGE D'ESCALIER :

Escaliers :

Ils sont constitués d'un palier intermédiaire et deux volées coulées sur place.

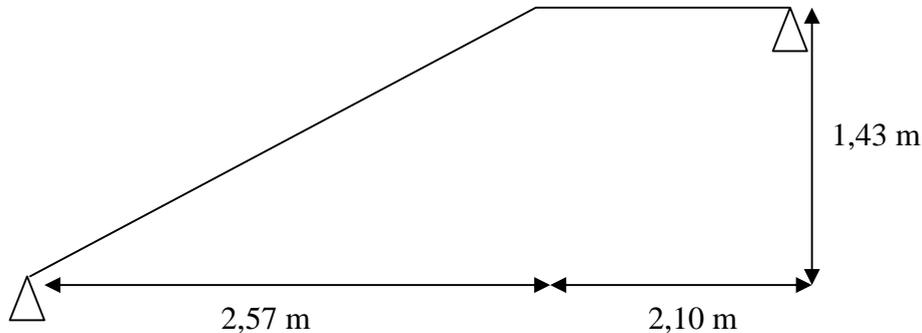


Fig III-E-2 : dimensions des escaliers.

A) Pré-dimensionnement :

Calcul du nombre de contres marches n :

Soit :

$$h = 17 \text{ cm (valeur moyenne)}$$

Le nombre de marches $n = H/h$

Avec:

$$H = 1,43 \text{ m}$$

$$L = 2,90 \text{ m}$$

$$\Rightarrow n = 143/17 = 8,41$$

on obtient $n = 9$

D'où le nombre de girons $(n-1) = 8$ girons.

-Calcul de la hauteur de la marche et le giron :

$$h = H/n = 143/9 = 16 \text{ cm}$$

$$g = L/(n-1) = 257/8 = 32 \text{ cm}$$

Vérification de la relation de BLONDEL

$$60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq g + 2h = 64 \leq 64 \text{ cm}$$

\Rightarrow La relation est vérifiée.

Dimensionnement de la pailasse et de palier

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

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_1} = \frac{1,43}{2,57} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29,10^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L_1}{L'_1} \Rightarrow L'_1 = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{257}{\cos 29,10^\circ} = 294 \text{ cm.}$$

L : somme de la longueur linéaire de la paillasse et celle de palier.

D'où $L = 210 + 294 = 5,04 \text{ m}$

$$\frac{504}{30} \leq e_p \leq \frac{504}{20} \Rightarrow 16,8 \text{ cm} \leq e_p \leq 25,2 \text{ cm}$$

On prend : $e_p = 20 \text{ cm}$.

B) Détermination des charges et surcharges :

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément répartie sur la paillasse, le calcul se fait pour une bande de 1m de projection horizontale en considérant une partie simplement appuyée en flexion simple.

1- Charges permanentes :

Volée :

Eléments	Poids[KN /ml]
Poids propre de la paillasse	$25 \times 0,20 \times 1 / \cos 29,10 \times 1 = 5,72$
Poids propre des marches (16cm)	$25 \times 0,16 \times 0,5 \times 1 = 2$
Revêtement de carrelage (2cm)	$22 \times 0,02 \times 1 = 0,44$
Mortier de pose	$22 \times 0,02 \times 1 = 0,44$
Couche de sable (2cm)	$18 \times 0,02 \times 1 = 0,36$
Enduit de plâtre (2cm)	$10 \times 0,02 \times 1 = 0,2$
	$G_1 = 9,16 \text{ KN / ml}$

Palier :

Eléments	Poids[KN /ml]
Poids propre de la dalle	$25 \times 0,2 \times 1 = 5$
Poids des revêtements (carrelage+ mortier + sable +enduit)	1,44
	$G_2 = 6,44 \text{ KN / ml}$

2- Charges d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par la DTR B.C.2.2 est :

$$Q = 2,5 \times 1 \text{ m} = 2,5 \text{ KN/ml}$$

C) Calcul à l'ELU :

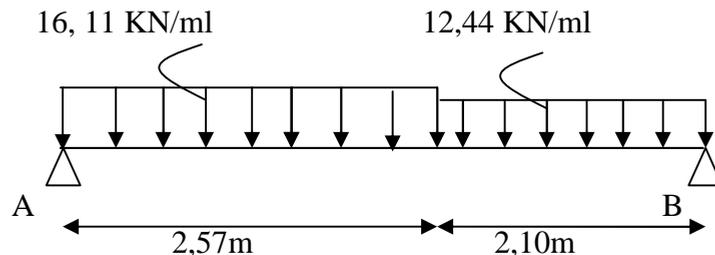
Combinaison de charges :

Palier : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 6,44 + 1,5 \times 2,5 = 12,44 \text{ KN/ml}$.

Volée : $q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 9,16 + 1,5 \times 2,5 = 16,11 \text{ KN/m}$

Calcul des efforts internes :

Les calculs sont faits avec les formules classiques de la RDM.



Réactions d'appuis :

$$F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 16,11 \times 2,57 + 12,44 \times 2,10 = 67,5 \text{ KN.}$$

$$M/A = 0 \Rightarrow R_B \times 4,67 - 16,11 \times \frac{2,57^2}{2} - 12,44 \times 2,10 \times \left(\frac{2,10}{2} + 2,57\right) = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 31,64 \text{ KN}$$

$$R_A = 35,86 \text{ KN}$$

Efforts tranchants et moments fléchissant :

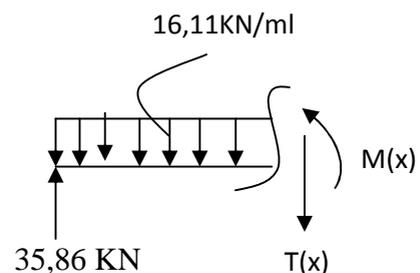
a) Efforts tranchants :

$0 \leq x < 2,57m$

$$T(x) - 35,86 + 16,11x = 0$$

$$T(x) = -16,11x + 35,86$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \longrightarrow T(x) = 35,86 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 2,57 \longrightarrow T(x) = -5,54 \text{ KN} \end{array} \right.$$



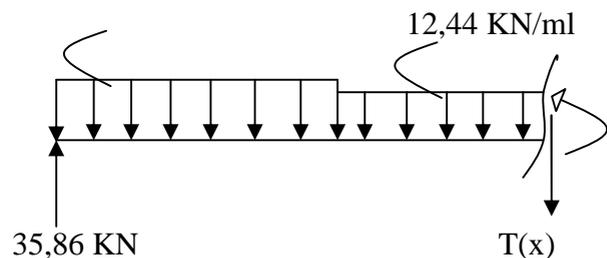
$2,57m \leq x < 4,67m$

$$T(x) - 35,86 + 16,11(2,57) + 12,44(x - 2,57) = 0$$

$$T(x) = -16,11(2,57) - 12,44(x - 2,57) + 35,86$$

$$T(x) = -12,44x + 26,43$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 2,57 \longrightarrow T(x) = -5,54 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 4,67 \longrightarrow T(x) = -31,66 \text{ KN} \end{array} \right.$$



$$T(x) = 0 \longrightarrow x = 2,12 \text{ m}$$

b) Les moments fléchissant :

$0 \leq x < 2,57m$

$$M(x) + 16,11 \left(\frac{x^2}{2}\right) - 35,86(x) = 0$$

$$M(x) = -8,05x^2 + 35,86x$$

$$\text{Pour } x = 0 \longrightarrow M(0) = 0$$

$$\text{Pour } x = 2,57 \longrightarrow M(2,57) = 38,99 \text{ KN.m}$$

2,57 x 4,67m

$$M(x) + 16,11(2,57) (x-2,57/2) + \frac{12,44}{2} (x-2,57)^2 - 35,86(x) = 0$$

$$M(x) = -6,22x^2 + 26,43x + 12,12$$

Pour $x = 2,57 \longrightarrow M(2,57) = 38,99 \text{ KNm}$

Pour $x = 4,67 \longrightarrow M(4,67) = 0$

Le moment max :

$X = 2,12 \text{ m} \longrightarrow M(2,12) = 39,84 \text{ KN.m}$

En tenant compte des semi encastremets les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

$M_{travée} = 0,85 \times 39,84 = 33,86 \text{ KN.m}$

$M_{appui} = - 0,3 \times 39,84 = - 11,95 \text{ KN.m}$

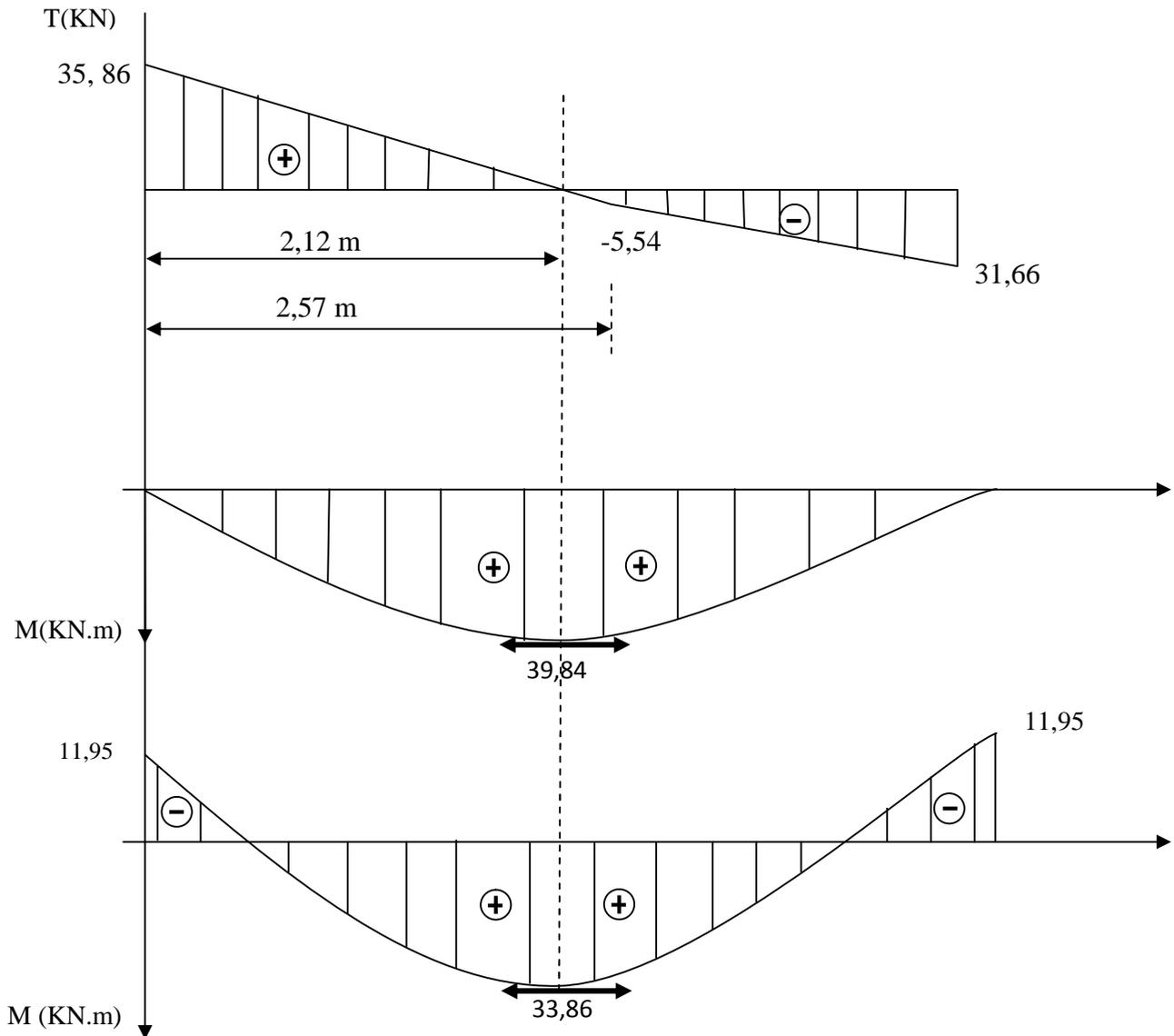


Fig III-E-3 :Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

D) Calcul de ferrailage:

On calcule une section rectangulaire dont les caractéristiques géométriques sont :
 $b = 100 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = E_p - 2 = 18 \text{ cm}$.

En travée :

$$M_u^t = 33,86 \text{ KN m}$$

Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{33,86 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,074 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_B = 0,074 \Rightarrow \beta = 0,962$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{33,86 \times 10^3}{0,962 \times 18 \times 348} = 5,62 \text{ cm}^2$$

Soit 5 HA 12 = 5,65 cm² avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

2. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8/ml = 2,01 cm² avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

En appui :

$$M_u^a = 11,95 \text{ KN m}$$

1- Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{11,95 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,026 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,026 \Rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{11,95 \times 10^3}{0,987 \times 18 \times 348} = 1,94 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 = 3.14 cm² avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}^2$

2- Armatures de repartitions :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA 8/ml = 2,01 cm² , avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}^2$

E) Les vérifications à l'ELU :

Vérification de la condition de non fragilité du béton : [Art A 4.2 ,1/BAEL 91]

$$A_{\min} = 0,23. b. d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,81$ condition vérifiée.

Aux appuis : $A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,81$ condition vérifiée.

Vérification de contrainte tangentielle : [Art A 5.1,2/BAEL 91]

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec V_u : effort tranchant maximal

$$V_u = 35,86 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{35,86 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,2 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,2 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 \text{MPa} \right\} = \min \{ 3,33 ; 5 \text{MPa} \}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa}$$

$\tau_u = 0,2 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa}$ condition vérifiée.

Influence de l'effort tranchant sur le béton (au niveau des appuis) :

[Art A.5.1.313/BAEL 91]

On doit vérifier que : $T_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ab$ Avec $a = 0,9 d$

$$T_{\max} = 35,86 \text{KN} < 0,4 \frac{25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,18 \times 1 = 1080 \text{KN} \text{ condition vérifiée.}$$

Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :

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

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{ij} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa}$$

Avec : $\psi = 1,5$ pour les aciers HA

$\sum u$: Périmètre utile des aciers.

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9.d.\sum u} = \frac{35,86 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 12 \times 3,14 \times 5} = 1,17 \text{MPa}$$

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$ condition vérifiée.

Ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{sc} = 0,6 \psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{MPa}$$

Longueur de scellement :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_{se}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{cm}$$

Les règles de BAEL [Art A.6.1,253/BAEL 91 modifié 99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale $0,4 L_s$ pour les aciers HA.

$$L_a = 0,4 L_s = 0,4 \times 42,33 = 19,93 \text{cm.}$$

Espacement des barres :

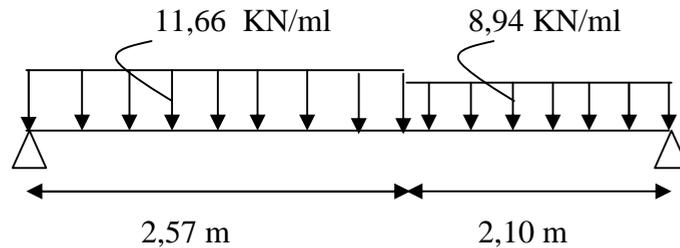
Armatures principales : $S_{t \max} = 25 \text{ cm} \quad \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}.$

Armatures de répartition : $S_{t \max} = 25 \text{ cm} \quad \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$

F) Calcul à l'ELS:**Combinaison de charge :**

Palier : $q_s = G + Q = 6,44 + 2,5 = 8,94 \text{ KN/ml}.$

Volée : $q_s = G + Q = 9,16 + 2,5 = 11,66 \text{ KN/ml}$

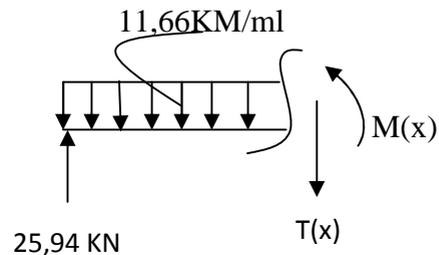
Calcul des efforts internes :**Réactions d'appuis :**

$$F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 11,66 \times 2,57 + 8,94 \times 2,10 = 48,74 \text{ KN}.$$

$$M/A = 0 \Rightarrow R_B \times (2,57 + 2,10) - 11,66 \times 2,57 \times \frac{2,57}{2} - 8,94 \times 2,10 \times \left(\frac{2,10}{2} + 2,57\right) = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 22,8 \text{ KN}$$

$$R_A = 25,94 \text{ KN}$$

Efforts tranchants et moments fléchissant :**1) Efforts tranchants :**

$0 \leq x \leq 2,57\text{m}$

$$T(x) - 25,94 + 11,66x = 0$$

$$T(x) = -11,66x + 25,94$$

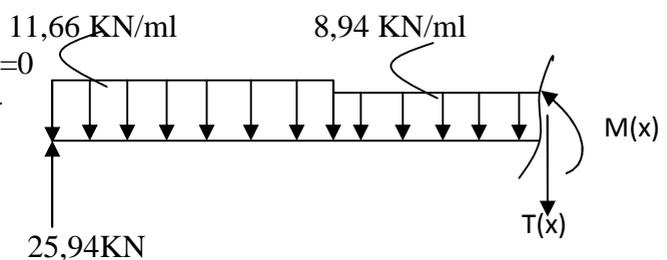
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \longrightarrow T(x) = 25,94\text{KN} \\ \text{Pour } x = 2,57 \longrightarrow T(x) = -4,03\text{KN} \end{array} \right.$$

$2,57\text{m} \leq x \leq 4,67\text{m}$

$$T(x) - 25,94 + 11,66(2,57) + 8,94(x - 2,57) = 0$$

$$T(x) = -11,66(2,57) - 8,94(x - 2,57) + 25,94$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 2,57 \longrightarrow T(x) = -4,03 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 4,67 \longrightarrow T(x) = -22,8 \text{ KN} \end{array} \right.$$



2) Les moments fléchissant :

0 X 2,57m

$$M(x) + 11,66(x^2/2) - 25,94(x) = 0$$

Pour x = 0 → M(0) = 0

Pour x = 2,57 → M(2,57) = 28,16 KN.m

2,57 x 4,67m

$$M(x) + 11,66(2,57)(x-2,57/2) + \frac{8,94}{2}(x-2,57)^2 - 25,94(x) = 0$$

$$M(x) = -4,47x^2 + 18,95x + 8,98$$

Pour x = 2,57 → M(2,57) = 28,16 KN.m

Pour x = 4,67 → M(4,67) = 0

Le moment max :

X = 2,12 m → M(2,12) = 28,79 KN.m

En tenant compte des semi encastres les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

$$M_{travée} = 0,85 \times 28,79 = 24,47 \text{ KN.m}$$

$$M_{appui} = -0,3 \times 28,79 = -8,64 \text{ KN.m}$$

H) Vérification à l'ELS :

Etat limite de résistance de béton à la compression : (Art.A.4.5, 2/BAEL 91)

La contrainte de compression est limitée à :

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

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 18} = 0,314 \Rightarrow K_1 = 41,72 \text{ et } \eta_1 = 0,912$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{24,74 \times 10^3}{0,912 \times 18 \times 5,65} = 266,74 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{266,74}{41,72} = 6,39 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{vérifier.}$

En appui :

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 18} = 0,174 \Rightarrow K_1 = 58,53 \text{ et } \eta_1 = 0,932$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{8,64 \times 10^3}{0,932 \times 18 \times 3,14} = 164,02 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{164,02}{58,53} = 2,8 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{vérifier.}$

Vérification de la flèche :

Les règles (Art.B.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis suivantes sont satisfaites :

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

$$\frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0}$$

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

$$\frac{h}{L} = \frac{16}{467} = 0,034 \leq \frac{1}{16} = 0,042$$

La condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche s'impose.

$$f \leq \bar{f} = \frac{467}{500} = 0,934 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{q^{\max} L^4}{E_v I} \leq \bar{f}$$

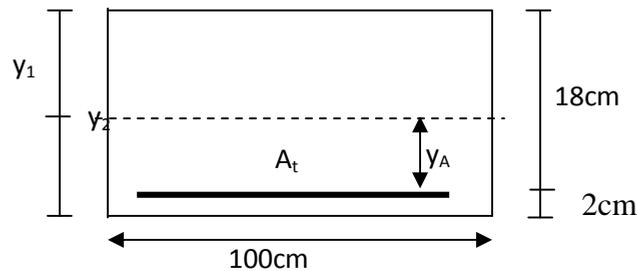
\bar{f} : La flèche admissible ;

E_v : module de déformation différée ;

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MPa} ;$$

I : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section ;

y_1 : position de l'axe neutre $y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$;



B_0 : aire de la section homogène.

S_{xx} : moment statique par rapport à l'axe XX passant par la fibre extrême supérieure.

A_t : section d'armatures tendues.

$$B_0 = b.h + 15A_t = 100 \times 16 + 15 \times 5,65 = 1684,75 \text{ cm}^2$$

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

$$S_{xx'} = \frac{100 \times 16^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 18 = 14325,5 \text{ cm}^3$$

$$y_1 = \frac{14325,5}{1684,75} = 8,5 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 16 - 8,5 = 7,5 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} (y_1^3 + y_2^3) + 15A_t (y_A)^2 = \frac{100}{3} (8,5^3 + 7,5^3) + 15 \times 5,65 (7,5 - 2)^2 = 37097,02 \text{ cm}^4$$

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée calculé par rapport à un axe passant par le centre de gravité.

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s^{\max} L^4}{E_v I} = \frac{5}{384} \times \frac{11,66 \times (4,67)^4 \times 10^3}{10818,87 \times 37097,02 \times 10^{-2}} = 0,017$$

$f = 0,017 \leq \bar{f} = 0,934$ condition vérifiée.

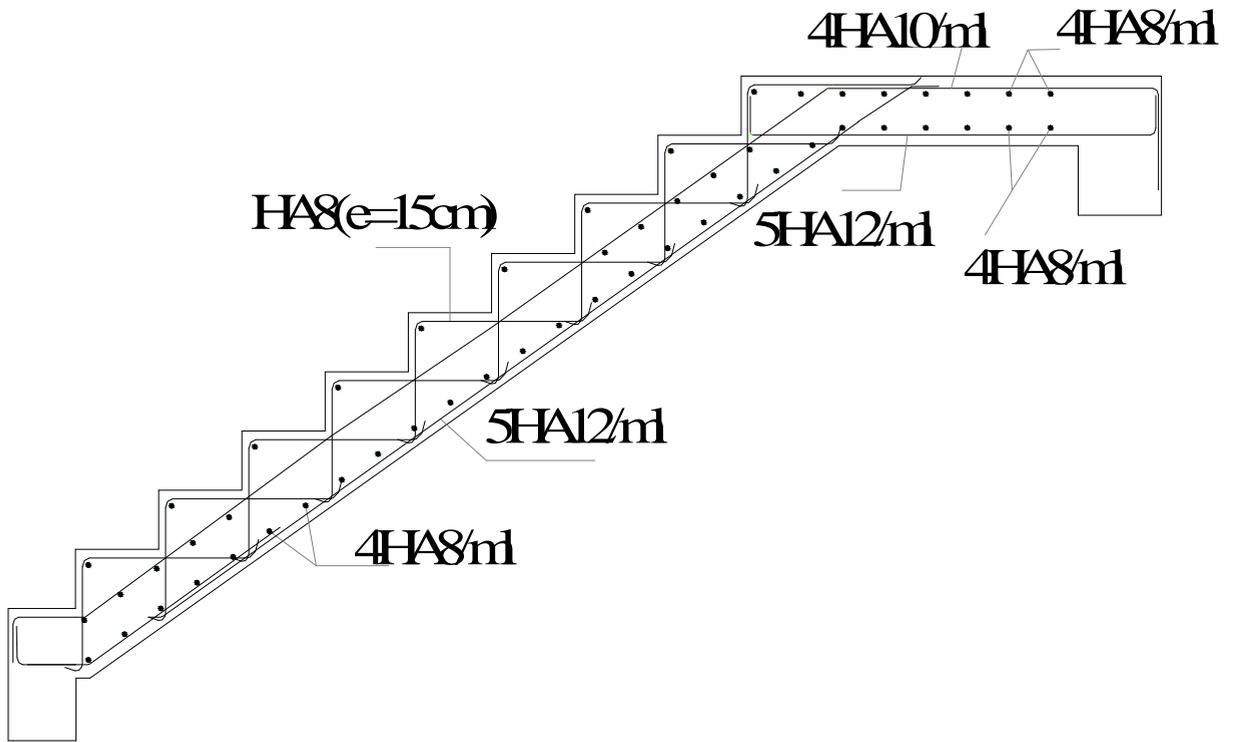


Fig III-E-4: Plan de ferrailage des escaliers.

III-F- Calcul de la poutre palière :

Une poutre palière est une poutre qui se situe au niveau du palier intermédiaire à mi-étage. On choisit la poutre palière du **RDC** et on adopte la même poutre palière pour les autres étages.

F-1- Pré-dimensionnement :

Hauteur :

La hauteur de la poutre palière est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

L : Longueur libre de la poutre entre nus d'appuis

h_t : Hauteur de la poutre

$$L = 3,00 \text{ m} \Rightarrow \frac{3,00}{15} \leq h_t \leq \frac{3,00}{10} \quad \text{donc : } 20 \text{ cm} \leq h_t \leq 30 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA : $h_t = 30 \text{ cm}$

on opte pour $h_t = 30 \text{ cm}$

Largeur :

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \text{d'où : } 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA : $b = 20$

on opte pour $b = 25 \text{ cm}$

Donc la poutre palière a pour dimensions :

$$(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$$

F-2- Détermination des charges :

Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0,25 \times 0,3 = 1,875 \text{ KN / mL}$

Effort tranchant à l'appui :

$$\text{ELU : } T_u = 29,19 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } T_s = 20,97 \text{ KN}$$

Combinaison de charges :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35 G + \frac{2T_u}{L} = (1,35 \times 1,875) + \frac{(2 \times 29,19)}{3,00}$$

$$q_u = 21,99 \text{ KN/mL}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + \frac{2T_s}{L} = 1,875 + \frac{(2 \times 29,19)}{3,00}$$

$$q_s = 21,33 \text{ KN/mL}$$

F-3-Calcul des efforts à L'ELU :

Moment isostatique :

$$M_{O_u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{21,99 \times (3,00)^2}{8} = 24,74 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{21,99 \times 3,00}{2} = 32,98 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi-encastrement des appuis, les moments corrigés sont :

$$\text{Sur appuis : } M_a = -0,3M_u^{\max} = -0,3 \times 24,74 = -7,42 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_u^{\max} = 0,85 \times 24,74 = 21,03 \text{ KN.m}$$

Les résultats trouvés sont mentionnés dans les diagrammes suivants :

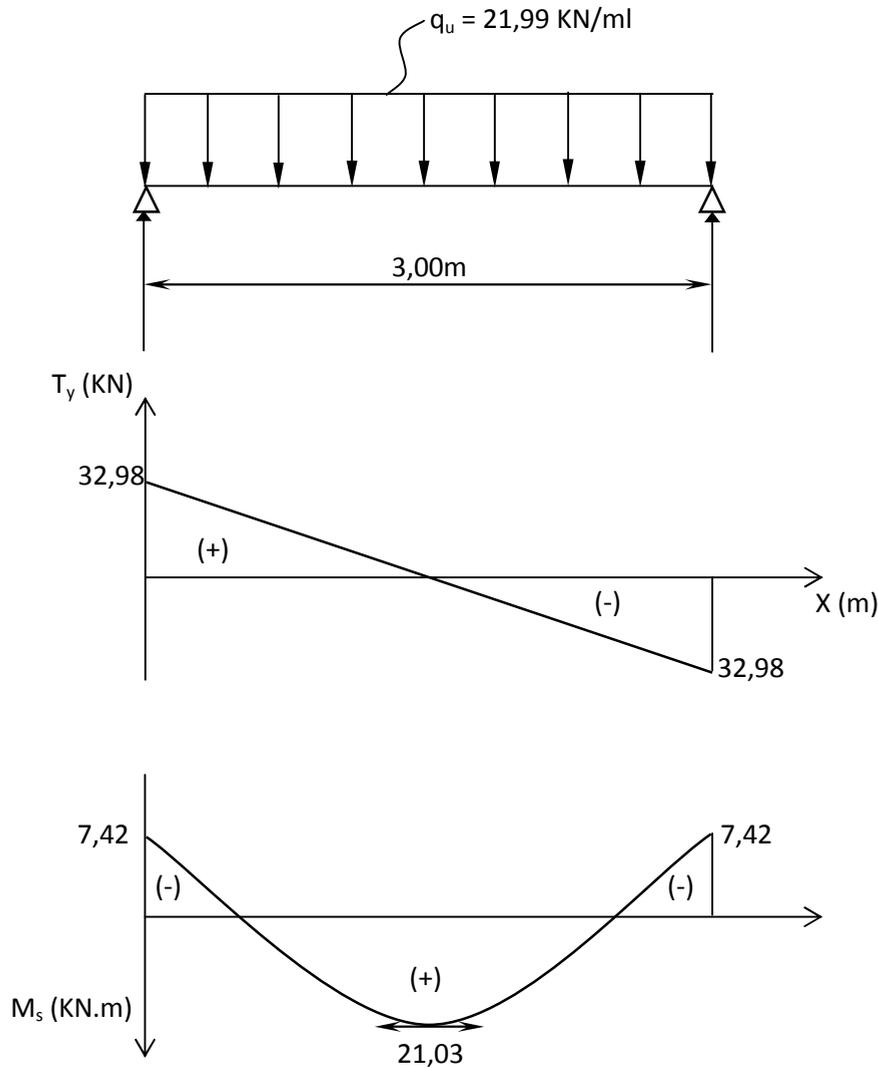


Fig III-F-1 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant.

F-4-Calcul des armatures :

Aux appuis :

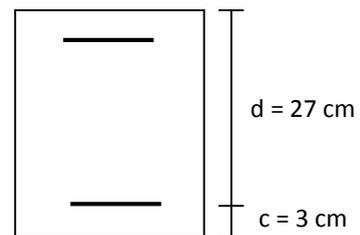
$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7,42}{0,25 \times (0,27)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,028$$

$$\mu_b = 0,028 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu_b = 0,028 \Rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_a = \frac{M_a}{\times d \times_{st}} = \frac{7,42 \times 10}{0,986 \times 0,27 \times 348} = 0,8 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow On opte pour 3HA10 = 2,35 cm²



En travée :

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{21,03}{0,25 \times (0,27)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,082$$

$$\mu_b = 0,082 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,082 \Rightarrow \quad = 0,957$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times d} = \frac{21,03 \times 10}{0,957 \times 0,27 \times 348} = 2,34 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow On opte pour 3HA12 = 3,39 cm²

F-5- Vérification à L'ELU :

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0,81 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} \\ A_a = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{conditions vérifiées}$$

b- Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.2.2, BAEL91)

$$T_u^{\max} = 32,98 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{32,98 \times 10^3}{25 \times 27 \times 10^2} = 0,49 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

c- Vérification de la contrainte d'adhérence :

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

$$\text{Avec : } \sum U_i = n \times \pi \times \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{32,98 \times 10^3}{0,9 \times 27 \times 3 \times 3,14 \times 10^2} = 1,44 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

d- Les armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ 12 ; 8,57 ; 25 \right\} = 8,57 \text{ mm}$$

On choisit un diamètre $\phi 8$

Donc on opte : $2HA8 = 1,00 \text{ cm}^2$

$$St \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 24,3 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \} = 24,3 \text{ cm}$$

Soit : $St = 20 \text{ cm}$

e- Ecartement des barres :

D'après le règlement (RPA99, Art7.5.2.2) on obtient :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi \right\} = \min \left\{ 7,5 \text{ cm} ; 12 \text{ cm} \right\} = 7,5 \text{ cm}$$

Soit $St = 7 \text{ cm}$

Zone courante (travée) : $S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$, Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

F-6- Vérification à L'ELS :

$$q_s = 21,33 \text{ KN/mL}$$

Moment isostatique :

$$M_{O_s} = M_s^{\max} = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{21,33 \times (3,00)^2}{8} = 23,99 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{21,33 \times 3,00}{2} = 31,99 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi-encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Sur appuis : } M_{sa} = -0,3M_s^{\max} = -0,3 \times 23,99 = -7,20 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_{st} = 0,85M_s^{\max} = 0,85 \times 23,99 = 20,39 \text{ KN.m}$$

a- Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

Etat limite de compression du béton :

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

Avec : $\sigma_{bc} = K \times \sigma_s$; $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2,35}{25 \times 27} = 0,348$$

$$\rho_1 = 0,348 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,908 \\ K = 0,025 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_a \times d} = \frac{7,20 \times 10^3}{0,920 \times 0,27 \times 2,35 \times 10^2} = 123,34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,025 \times 123,34 = 3,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,08 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 27} = 0,502 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,893 \\ K = 0,031 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times A_t \times d} = \frac{20,39 \times 10}{0,893 \times 0,27 \times 3,39} = 249,46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,031 \times 249,46 = 7,73 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b- Vérification de la flèche :

Les règles (Art.B.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Avec h : hauteur totale (30 cm)

L : portée entre nus d'appuis (L = 300 cm) ;

M_t : moment max en travée .

M₀ : moment max de la travée isostatique ;

A : section des armatures ;

b : largeur de la section ;

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{\ell} = \frac{30}{300} = 0,10 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{\ell} = 0,10 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{0,85M_0}{10 \times M_0} = 0,085 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{b \times d} = \frac{3,39}{25 \times 27} = 0,005 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition vérifiées}$$

On se dispense du calcul de la flèche car les 3 conditions sont vérifiées.

c- Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, alors aucune vérification n'est à effectuer.

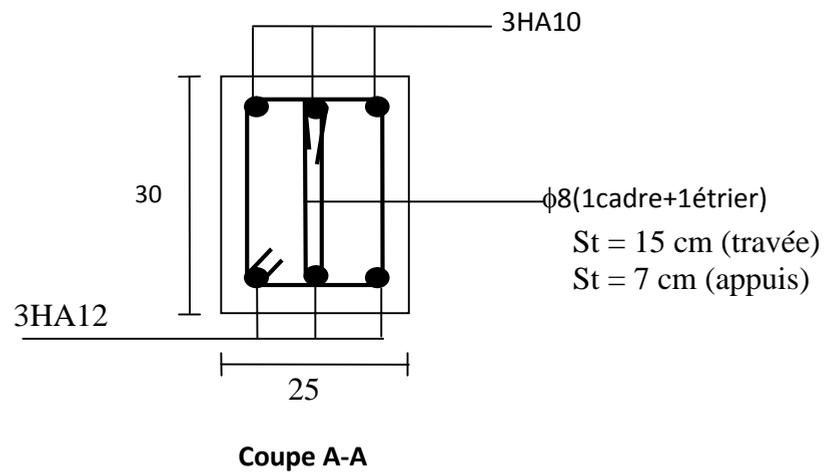
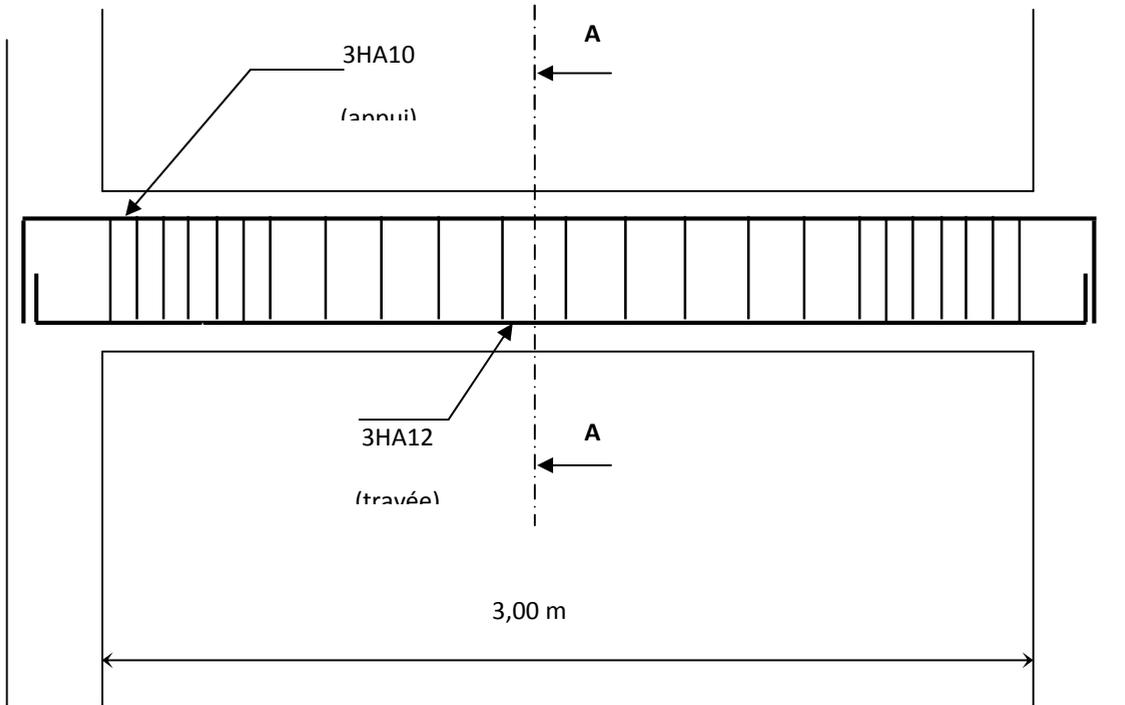


Fig III-F-2 : Ferrailage de la poutre palière.

Chapitre IV

Présentation de l'ETABS

IV. Présentation de l'ETABS

IV-1- Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

IV-2) Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis) :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV-3) Description du logiciel ETABS :

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.

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 vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*). 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 décente 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* et *SAFE*).

Rappel : (terminologie)

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell :voile

Elément :élément

Restraints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

Uniformed loads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel :acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

IV-4) Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.60

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône du ETABS .



Etabs-V9.6.0

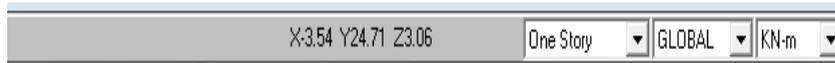
IV-5) Etapes de modélisation :

IV-5-1) Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

a) Choix des unités :

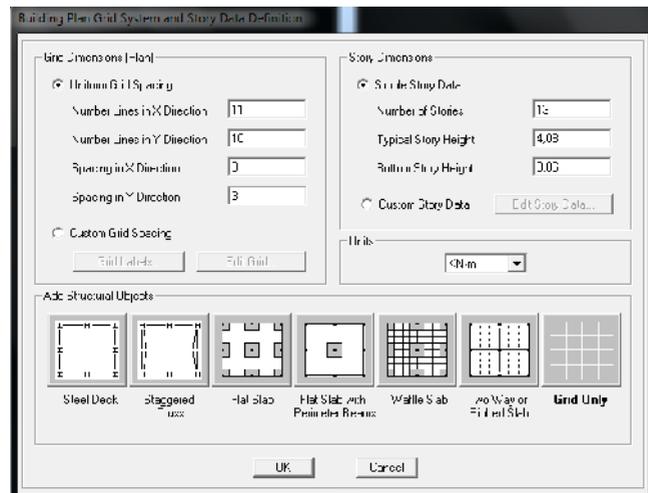
On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements :



b) Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, cette option permet d'introduire :

Le nombre de portiques suivant x-x. Le nombre de portique suivant y-y. Le nombre des étages.



Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z**.

3) Modification de la géométrie de base :

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

-On clique sur le bouton droit de la souris.

-On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**

-Pour modifié les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story**

Data.

Suivant x : 0, 3, 6.4 , 9.8 ,13.1 ,14.6, 16.5, 19.8, 23.2, 26.6, 29.6

Suivant y : 0, 1.3, 4.3, 5.85, 8.55, 11.35, 15.6, 18.6, 19.9, 21.55

Suivant z : 0, 4.08, 7.14, 10.2, 13.26, 16.32, 19.38, 22.44, 25.5, 28.65, 31.62, 34.68, 37.74, 38.74

Define Grid Data

Edit Format

X Grid Data

	GridID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
2	B	3,	Primary	Show	Top	
3	C	£,4	Primary	Show	Top	
4	D	£,8	Primary	Show	Top	
5	E	13,1	Primary	Show	Top	
5	F	14,6	Primary	Show	Top	
7	G	16,5	Primary	Show	Top	
3	H	19,8	Primary	Show	Top	
3	I	23,2	Primary	Show	Top	
10	J	26,6	Primary	Show	Top	
11	K	23,6	Primary	Show	Top	

Y Grid Data

	GridID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	1	0,	Primary	Show	Left	
2	2	1,3	Primary	Show	Left	
3	3	4,3	Primary	Show	Left	
4	4	5,85	Primary	Show	Left	
5	5	8,55	Primary	Show	Left	
5	6	11,35	Primary	Show	Left	
7	7	15,6	Primary	Show	Left	
3	8	18,6	Primary	Show	Left	
3	9	19,9	Primary	Show	Left	
10	10	21,55	Primary	Show	Left	

Units: KN-n

Display Grids as: Ordinates Spacing

Hide All Grid Lines

Glue to Grid Lines

Bubble Size: 1,25

Reset to Default Color

Reorder Ordinates

OK Cancel

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
14	STORY13	1,	38,74	Yes		No	0,
13	STORY12	3,06	37,74	No	STORY13	No	0,
12	STORY11	3,06	34,68	No	STORY13	No	0,
11	STORY10	3,06	31,62	No	STORY13	No	0,
10	STORY9	3,06	28,56	No	STORY13	No	0,
9	STORY8	3,06	25,5	No	STORY13	No	0,
8	STORY7	3,06	22,44	No	STORY13	No	0,
7	STORY6	3,06	19,38	No	STORY13	No	0,
6	STORY5	3,06	16,32	No	STORY13	No	0,
5	STORY4	3,06	13,26	No	STORY13	No	0,
4	STORY3	3,06	10,2	No	STORY13	No	0,
3	STORY2	3,06	7,14	No	STORY13	No	0,
2	STORY1	4,08	4,08	No	STORY13	No	0,
1	BASE		0,				

Reset Selected Rows

Height: 1, Reset

Master Story: No, Reset

Similar To: NONE, Reset

Splice Point: No, Reset

Splice Height: 0, Reset

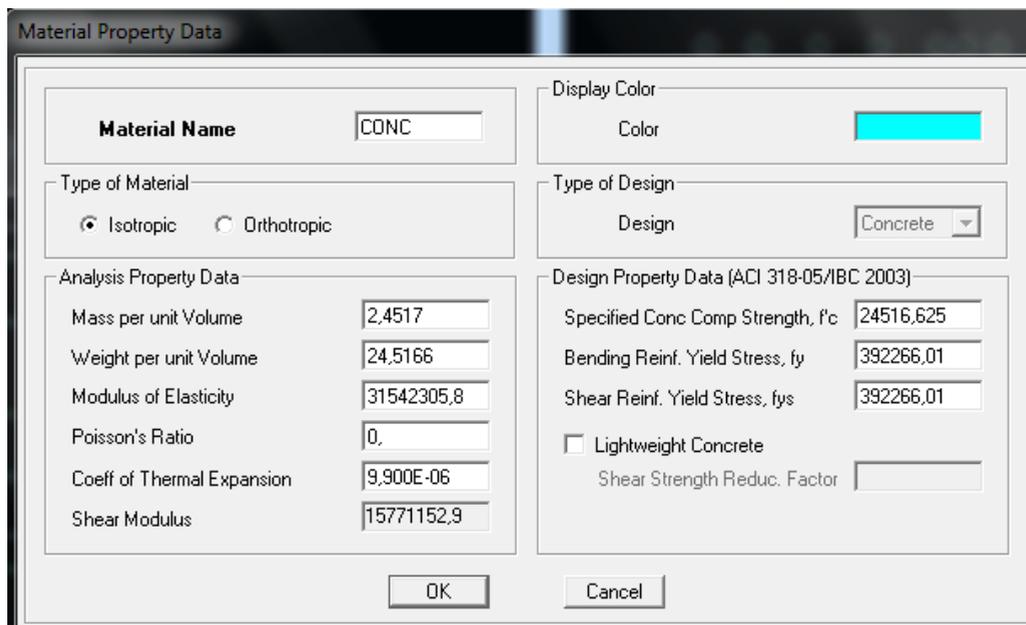
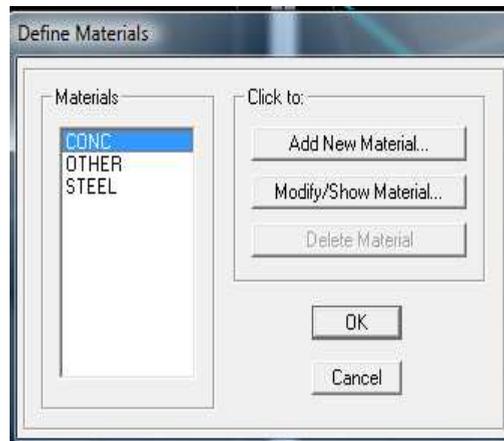
Units: Change Units: KN-m

OK Cancel

IV-4-2) Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** nous sélectionsons le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

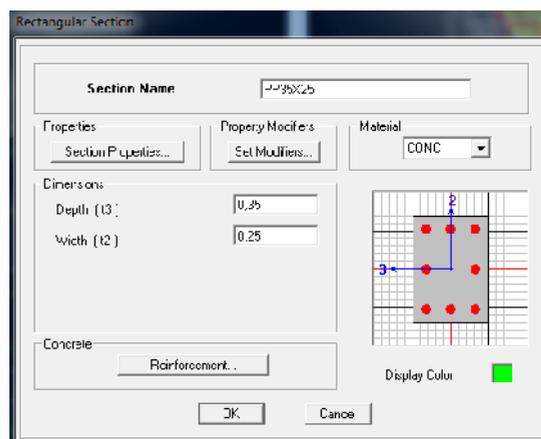
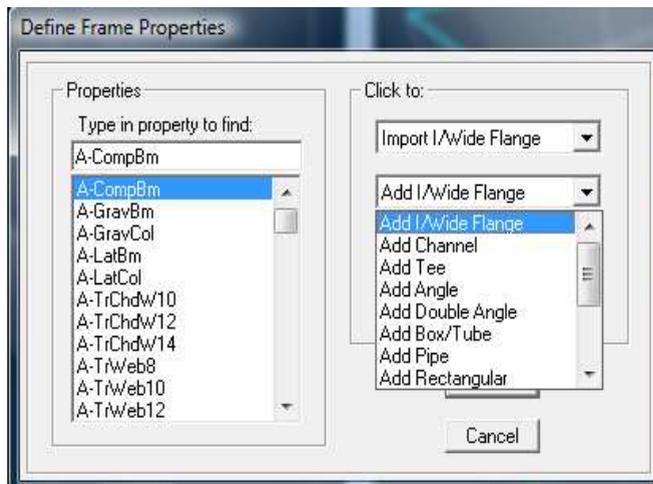


IV-4-3) Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales(**PP**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).



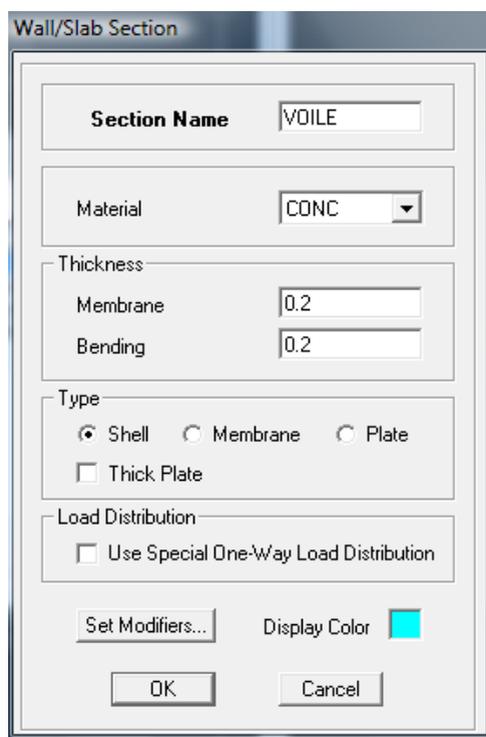
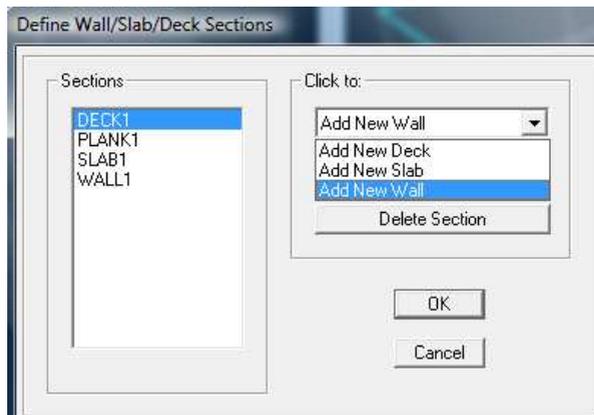
Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETAB.

Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments.

Après avoir fini de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (voile).

On choisit le menu **Define** et **wall/slab**, on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.



IV-4-4) Quatrième étape :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

1) Charges statiques (G et Q):

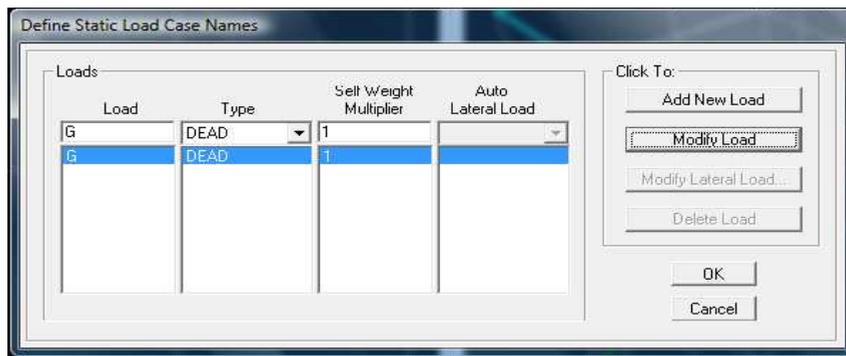
La structure est soumise a des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on clique sur : **Define Load Cases.** →

Charges permanentes : Load Name

(Nom de la charge): **G** Type :

DEAD (permanente)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**

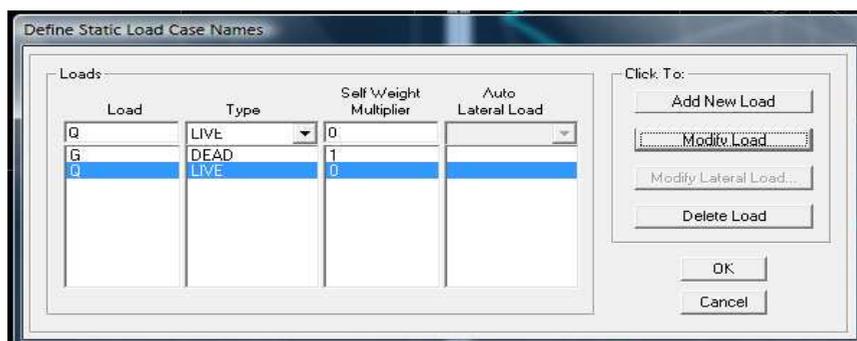


Surcharges d'exploitation : Load Name

(Nom de la charge): **Q**

Type : **LIVE** (exploitation)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **0**



2) Charge dynamique (E):

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

- **Données à introduire dans le logiciel :**

Zone : IIa (Zone a sismicité moyenne, voir **Annexe 1** du **RPA 2003**)

Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du **RPA 2003**)

Coeff comportement : 4b - **Portiques contreventés par des voiles: 4**

Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie)

Site : S3 (Voir rapport de sol **Chapitre 1**)

Facteur de qualité :

Q=1+

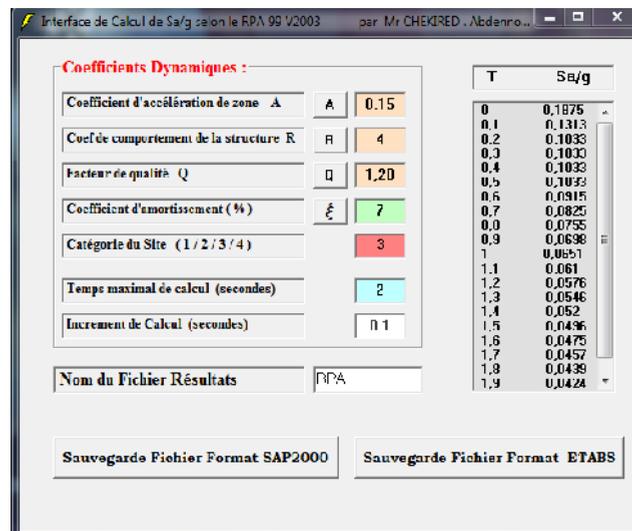


Q=1.20



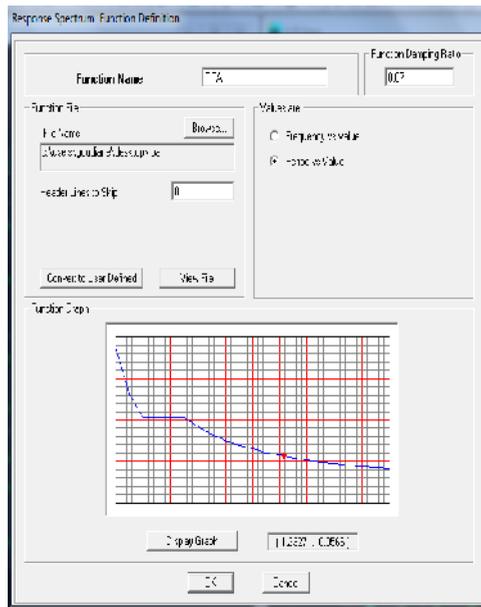
-On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text**.



Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

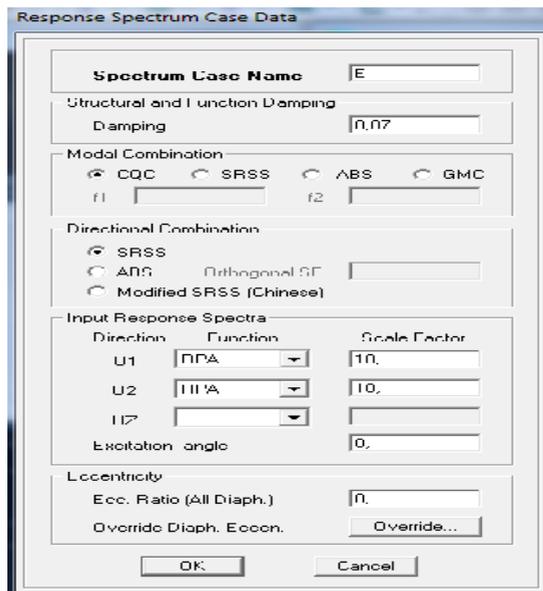
Define → **Response Spectrum Functions** → **Spectrum from file**



Function Name (nom du spectre): **RPA** .

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **E** (séisme), pour cela on clique sur :

Define → **Reponses spectrum cases** → **Add New Spectrum**

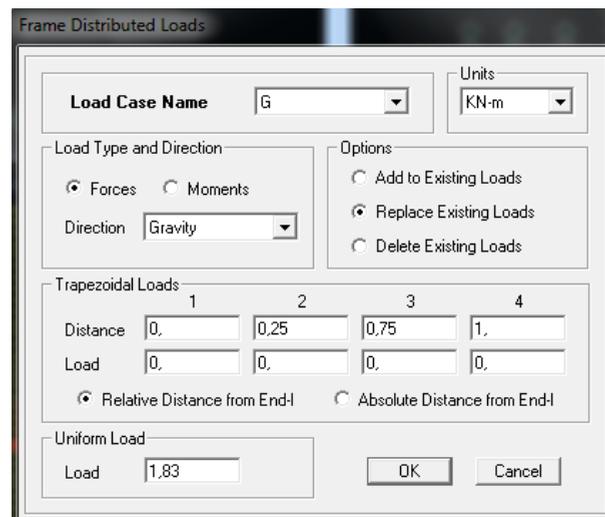


Dans la partie **Input response spectra**, nous allons introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (**U1** et **U2**) .

IV-4-5) 5^{ème} étape : chargement des poutres :

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur :

Assign → Frame/line loads → Distributed 



Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

IV-4-6) 6^{ème} étape : Introduction des combinaisons d'actions.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

Combinaisons aux états limites :

ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

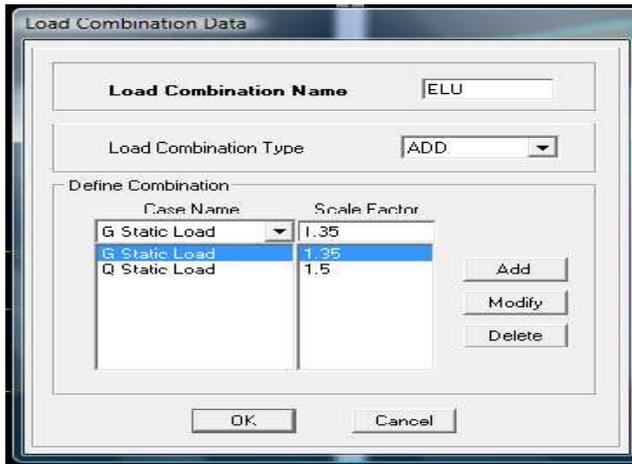
Combinaisons accidentelles du RPA :

GQE : $G+Q\pm E$

08GE : $0.8G\pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → load Combinations → Add New Combo



On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

IV-4-7) 7^{ème} étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

APPUIS :

Les poteaux sont supposés **parfaitement encasté** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du **RDC** puis on clique sur :

Assign

→ Joint/point → Restraints

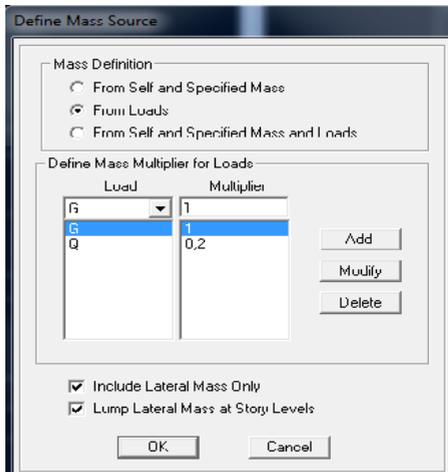


Mass- Source :

Define → Mass source

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**

-On donne la valeur 1 pour la charge permanente
On donne la valeur de suivant la nature de la structure.

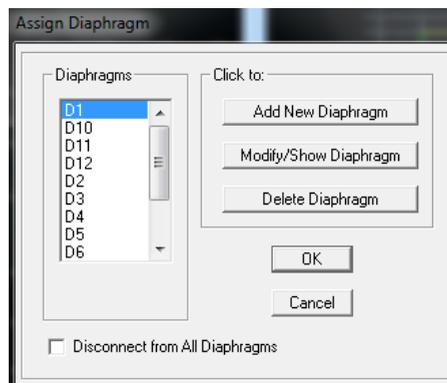


Diaphragmes :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign → **Joint/point** → **Diaphragm** → **Add New Diaphragm.**



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

IV-4-8) 8^{ème} étape : Analyse et visualisation des résultats

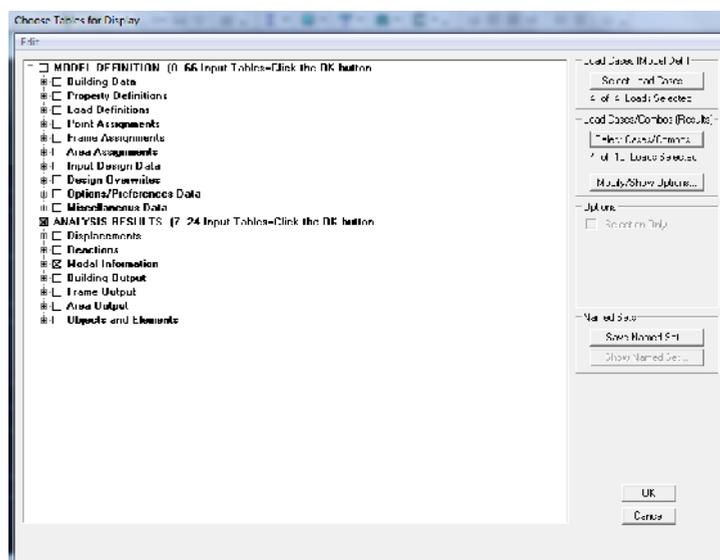
Lancement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

Visualisation des résultats :

Période et participation modale :

Dans la fenêtre **display** — **show tables** , on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».



Déformée de la structure :

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape** d'actions.



et on sélectionne une combinaison

Diagramme des efforts internes :

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on

sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram** dans le menu **Display**

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**

Dans **Element Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **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.

Efforts internes dans les voiles :

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

Déplacements:

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Displacements** » .

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel** [□], la colonne **U_x** correspond au sens xx ,et **U_y** au sens yy.

Effort tranchant et moment sismique à la base :

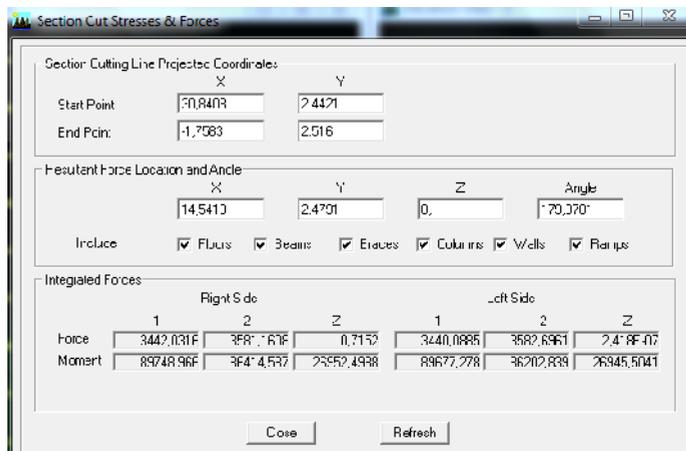
Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables**, on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **E** ».

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** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ.

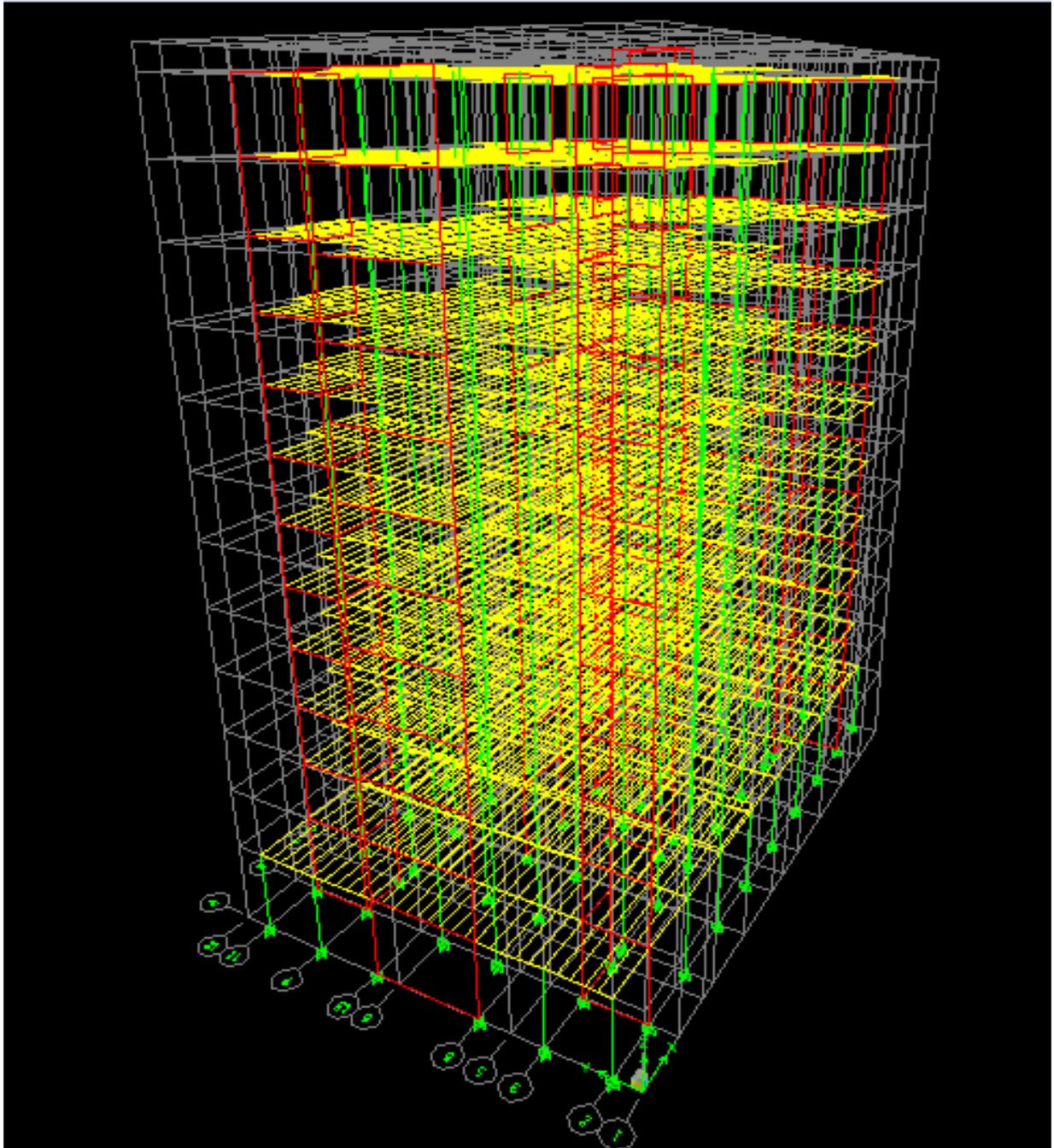
Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **E**.

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **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.



Chapitre V

Fichier résultats et vérification de RPA

BEGIN ANALYSIS 2011/05/25 22:36:25

MAXIMUM MEMORY BLOCK SIZE (BYTES) = 64.000 MB

ELEMENT FORMATION 22:36:25

NUMBER OF JOINT ELEMENTS FORMED = 187

NUMBER OF SPRING ELEMENTS FORMED = 0

NUMBER OF FRAME ELEMENTS FORMED = 8392

NUMBER OF SHELL ELEMENTS FORMED = 183

NUMBER OF CONSTRAINTS FORMED = 12

REDUCTION OF CONSTRAINTS AND RESTRAINTS:

NUMBER OF

CONSTRAINT MASTER DOF BEFORE REDUCTION = 36

COUPLED CONSTRAINT/RESTRAINT MASTER DOF = 0

CONSTRAINT MASTER DOF AFTER REDUCTION = 36

EQUATION SOLUTION 22:36:34

TOTAL NUMBER OF EQUILIBRIUM EQUATIONS = 11322

APPROXIMATE "EFFECTIVE" BAND WIDTH = 201

NUMBER OF EQUATION STORAGE BLOCKS = 1

MAXIMUM BLOCK SIZE (8-BYTE TERMS) = 2272167

SIZE OF STIFFNESS FILE(S) (BYTES) = 17.378 MB

NUMBER OF EQUATIONS TO SOLVE = 11322

NUMBER OF STATIC LOAD CASES = 6

NUMBER OF ACCELERATION LOADS = 6

NUMBER OF NONLINEAR DEFORMATION LOADS = 0

EIGEN ANALYSIS 22:36:41

NUMBER OF STIFFNESS DEGREES OF FREEDOM = 11322

NUMBER OF MASS DEGREES OF FREEDOM = 252

NUMBER OF EIGEN MODES SOUGHT = 12

NUMBER OF RESIDUAL-MASS MODES SOUGHT = 0

NUMBER OF SUBSPACE VECTORS USED = 16

RELATIVE CONVERGENCE TOLERANCE = 1.00E-07

FREQUENCY SHIFT (CENTER) (CYC/TIME) = .000000

FREQUENCY CUTOFF (RADIUS) (CYC/TIME) = .000000

Found mode 1 of 12, Eigenvalue = 4.2964907E+01, Period = 0.958568
Found mode 2 of 12, Eigenvalue = 4.8295602E+01, Period = 0.90412
Found mode 3 of 12, Eigenvalue = 9.7853961E+01, Period = 0.635171
Found mode 4 of 12, Eigenvalue = 8.5839619E+02, Period = 0.214455
Found mode 5 of 12, Eigenvalue = 1.0378820E+03, Period = 0.195032
Found mode 6 of 12, Eigenvalue = 2.0836873E+03, Period = 0.137646
Found mode 7 of 12, Eigenvalue = 5.0338948E+03, Period = 0.088558
Found mode 8 of 12, Eigenvalue = 5.7412931E+03, Period = 0.082923
Found mode 9 of 12, Eigenvalue = 1.0859243E+04, Period = 0.060295
Found mode 10 of 12, Eigenvalue = 1.2554516E+04, Period = 0.056076
Found mode 11 of 12, Eigenvalue = 1.5716653E+04, Period = 0.050119
Found mode 12 of 12, Eigenvalue = 2.7810264E+04, Period = 0.037677

NUMBER OF EIGEN MODES FOUND = 12

NUMBER OF ITERATIONS PERFORMED = 7

RESPONSE - SPECTRUM ANALYSIS

22:36:47

NUMBER OF SPEC ANALYSES PERFORMED = 1

JOINT OUTPUT

22:36:47

GLOBAL FORCE BALANCE RELATIVE ERRORS

PERCENT FORCE AND MOMENT ERROR AT THE ORIGIN, IN GLOBAL COORDINATES

LOAD	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
G	2.79E-14	1.75E-14	5.09E-11	3.33E-12	1.43E-11	2.85E-13
Q	3.29E-14	5.40E-13	3.50E-11	1.28E-14	7.08E-12	2.47E-13
EX	3.45E-11	1.41E-13	1.50E-09	2.90E-10	9.42E-10	1.33E-11
EY	4.70E-14	2.56E-11	1.13E-09	1.80E-10	1.16E-10	3.05E-10
TRIBUTAR	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
E	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000

MODE	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1	1.65E-09	7.40E-09	2.12E-09	1.60E-09	1.04E-08	4.20E-09
2	4.77E-09	5.93E-09	1.54E-09	4.01E-09	3.16E-10	5.01E-09
3	1.56E-08	1.79E-08	3.87E-12	2.96E-08	1.19E-08	1.07E-08
4	1.88E-05	1.56E-06	2.84E-10	1.23E-06	1.76E-05	5.61E-06
5	2.36E-05	2.08E-06	6.12E-10	1.66E-06	1.97E-05	6.27E-06

6	0.000109	9.20E-06	1.15E-11	9.06E-06	0.000128	4.07E-05
7	2.65E-05	1.13E-06	1.11E-10	1.24E-06	1.90E-05	7.29E-06
8	6.71E-05	6.94E-06	1.01E-10	7.78E-06	6.12E-05	1.81E-05
9	8.24E-05	5.26E-06	4.23E-11	5.22E-06	8.07E-05	2.93E-05
10	0.000633	3.92E-05	1.06E-11	3.23E-05	0.000492	0.000179
11	3.50E-05	4.07E-06	7.44E-11	4.22E-06	2.98E-05	1.03E-05
12	2.88E-05	4.73E-07	5.24E-11	8.39E-07	1.84E-05	6.07E-06

	SPEC	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
E		6.20E-06	6.30E-05	1.81E-09	3.99E-05	3.57E-06	7.76E-05

ELEMENT JOINT-FORCE OUTPUT 22:36:49

NUMBER OF JOINT ELEMENTS SAVED = 187
NUMBER OF FRAME ELEMENTS SAVED = 8392
NUMBER OF SHELL ELEMENTS SAVED = 183

ELEMENT OUTPUT 22:36:54

ANALYSIS COMPLETE 2011/05/25 22:36:54

Program ETABS Version 9.6.0.0

File:ETABS.LOG

CENTERS OF RIGIDITY

22:37:00

Program ETABS Version 9.6.0.0

File:ETABS.LOG

BEGIN ANALYSIS

2011/05/25 22:37:08

MAXIMUM MEMORY BLOCK SIZE (BYTES) = 64.000 MB

ELEMENT FORMATION 22:37:08

NUMBER OF JOINT ELEMENTS FORMED = 187

NUMBER OF SPRING ELEMENTS FORMED = 0

LOAD RE-SOLUTION 22:37:08

NUMBER OF STATIC LOAD CASES = 6

ELEMENT JOINT-FORCE OUTPUT 22:37:10

NUMBER OF JOINT ELEMENTS SAVED = 187

NUMBER OF FRAME ELEMENTS SAVED = 8392

NUMBER OF SHELL ELEMENTS SAVED = 183

ANALYSIS COMPLETE

2011/05/25 22:37:18

V- vérification des conditions de RPA :

Notre étude est menée par la méthode dynamique spectrale, donc avant d'exploiter les résultats d'ETABS, on doit vérifier les conditions de validités du modèle exigées par RPA 99 version 2003 qui sont les suivantes :

1) Les périodes et les fréquences :

Mode	Périodes	Fréquences	Circfreq	Eigenvalue
1	0.958568	1.04322281	6.55476222	42.9649077
2	0.90412	1.10604787	6.94950372	48.295602
3	0.635171	1.57437918	9.89211615	97.8539619
4	0.214455	4.66298291	29.2983857	858.395405
5	0.195032	5.12736371	32.2161764	1037.88202
6	0.137646	7.26501315	45.6474239	2083.68731
7	0.088558	11.2920346	70.9499459	5033.89482
8	0.082923	12.0593804	75.7713217	5741.29319

Estimation de la période fondamentale de la structure :

1. La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante : $T = C_T h_N^{3/4}$

↳ h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

↳ C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA2003.

↳ Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_1 = 1.30 \times 0,05 \times 37.74^{3/4} = 0.99 \text{ s} \quad T_{\text{etabs}} = 0.96 \text{ s} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).}$$

2) Les modes de vibrations :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus doit être égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Mode	Périodes	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.958568	66.2896	0.0038	0	66.2896	0.0038	0
2	0.90412	0.0037	66.4101	0	66.2933	66.4139	0
3	0.635171	0.1366	0	0	66.4299	66.4139	0
4	0.214455	18.3957	0.0013	0	84.8257	66.4152	0
5	0.195032	0.0013	19.488	0	84.827	85.9031	0
6	0.137646	0.0443	0	0	84.8712	85.9031	0
7	0.088558	7.1885	0.0012	0	92.0597	85.9044	0
8	0.082923	0.0013	6.9921	0	92.061	92.8965	0

On remarque que le taux de participation des masses au 8ème mode est de 92,06% dans le sens XX et de 92,89% dans le sens YY.

Les deux valeurs sont supérieures à 90% (**Condition vérifiée**).

3) Justification vis-à-vis des déformations :

Le déplacement relatif latéral d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage (H).

niveau	$e_{k(x)}$ (cm)	$e_{k(y)}$ (cm)	$\delta_{k(x)}$ (cm)	$\delta_{k(y)}$ (cm)	x	y	1%h
13	0	0	0	0	/	/	/
12	2.14	2.05	8.56	8.2	0.27	0.27	3.06
11	1.9325	184.5	7.73	738	0.28	0.27	3.06
10	1.7175	1.6375	6.87	6.55	0.28	0.28	3.06
9	1.5	1.4275	6	5.71	0.29	0.28	3.06
8	1.28	1.215	5.12	4.86	0.29	0.27	3.06
7	106.75	1.0075	427	4.03	0.28	0.27	3.06
6	0.8475	0.805	3.39	3.22	0.27	0.25	3.06
5	0.645	0.6125	2.58	2.45	0.25	0.23	3.06
4	0.4575	0.4375	1.83	1.75	0.22	0.2	3.06
3	0.2925	0.28	1.17	1.12	0.18	0.17	3.06
2	0.155	0.1525	0.62	0.61	0.13	0.12	3.06
1	0.0575	0.055	0.23	0.22	0.056	0.05	4.08

On a le déplacement relatif maximal dans les deux sens inférieur au déplacement admissible minimal, dans notre cas il est de 3,06 cm (**Condition vérifiée**).

4) L'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismique à la base de la structure obtenues par ETABS ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente.

Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{Ax Dx Q}{R} \times W$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de la zone
- D : facteur d'amplification dynamique moyen
- R : coefficient de comportement global de la structure
- Q : facteur de qualité
- W : poids total de la structure

Dans notre cas :

$$A = 0.15 \text{ (zone IIa, groupe d'usage 2)}$$

$$R = 4 \text{ (portique contreventé par des voiles)}$$

$$Q = 1.20$$

$$W = 52608.1 \text{ KN}$$

On est sur un site meuble (S3) $T_1 = 0.15s$ et $T_2 = 0.5s$

Dans le sens XX : $T = 0.958s$

On a $T_2 < T < 3s$

$$\text{Donc : } D = 2.5 \text{ (} T_2 / T \text{)}^{2/3} = 1.43$$

$$\text{Alors } V = 3159.64 \text{ KN} \quad 0.8 V = 2527.71 \text{ KN}$$

Vetabs = 2760.72 KN > 0.8 Vmse = 2527.71 KN **(Condition vérifiée).**

Dans le sens YY : $T = 0.904s$

On a $T_2 < T < 3s$

$$\text{Donc : } D = 2.5 \text{ (} T_2 / T \text{)}^{2/3} = 1.48$$

$$\text{Alors } V = 3503.69 \text{ KN} \quad 0.8 V = 2802.95 \text{ KN}$$

Vetabs = 2885.06 KN > 0.8 Vmse = 2802.95 KN **(Condition vérifiée).**

Toutes les exigences de règlement sont vérifiées, donc notre modèle peut être validé.

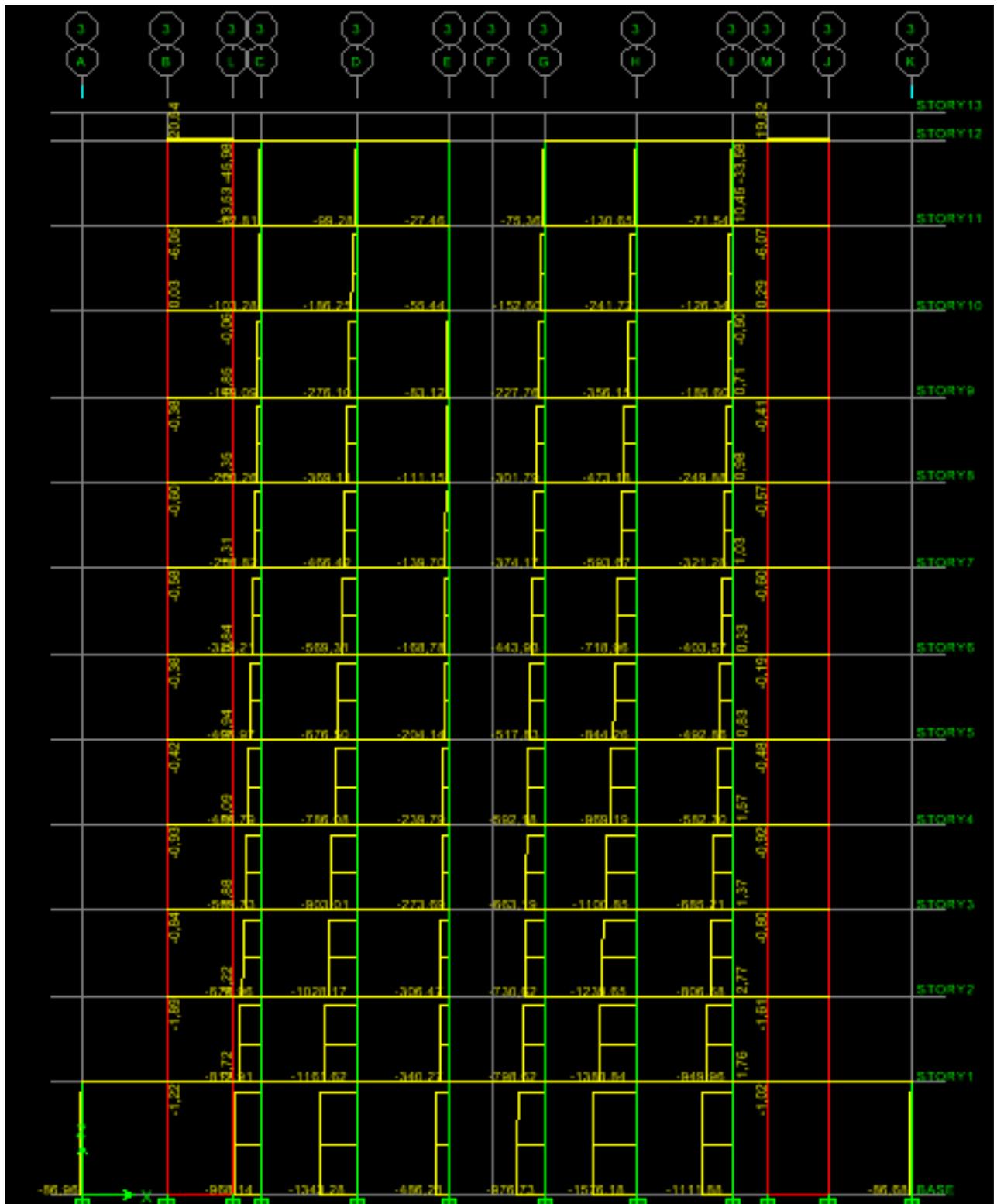


Fig V-1 : Effort normal à l'ELU [XX]

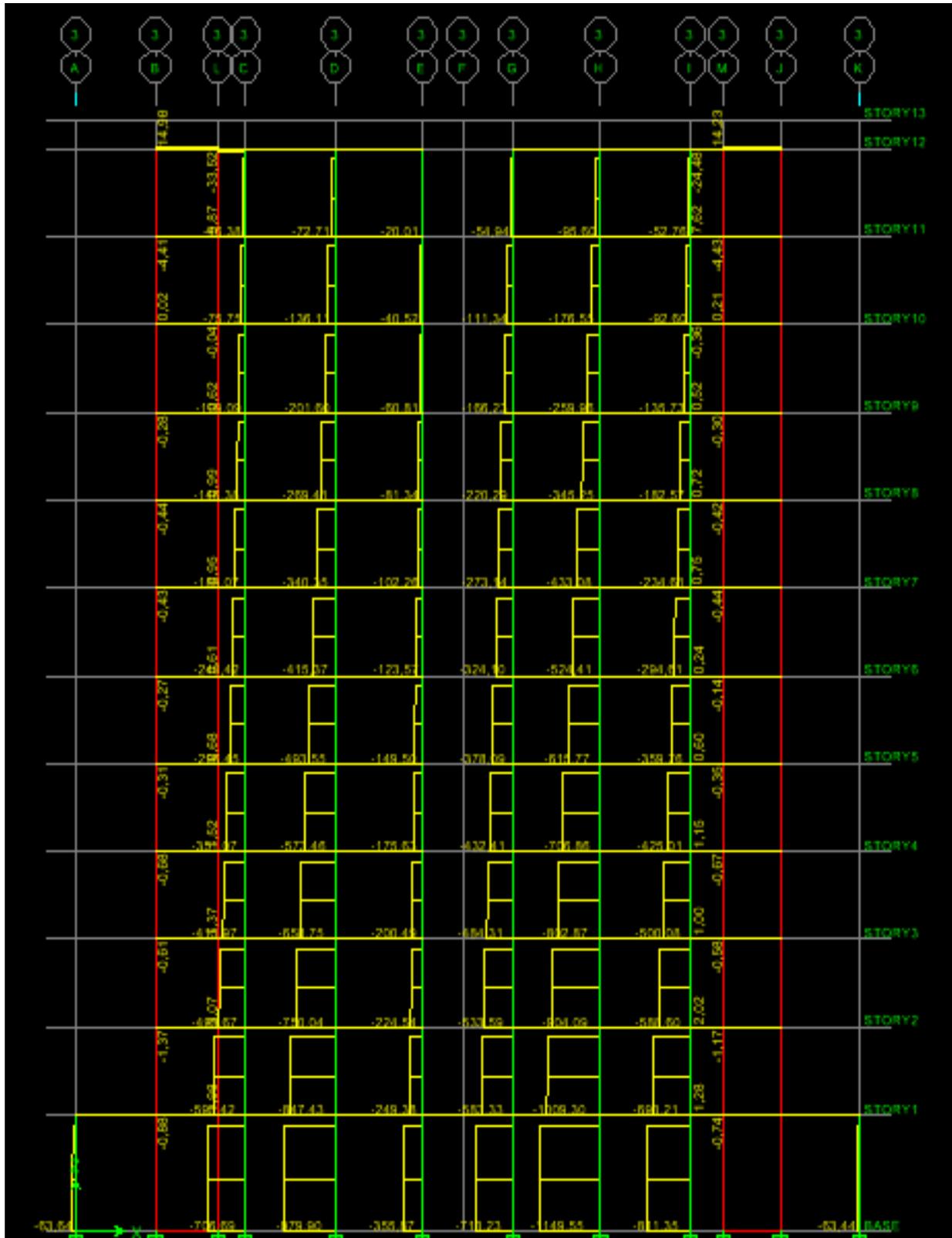


Fig V-2 : Effort normal à l'ELS [XX]

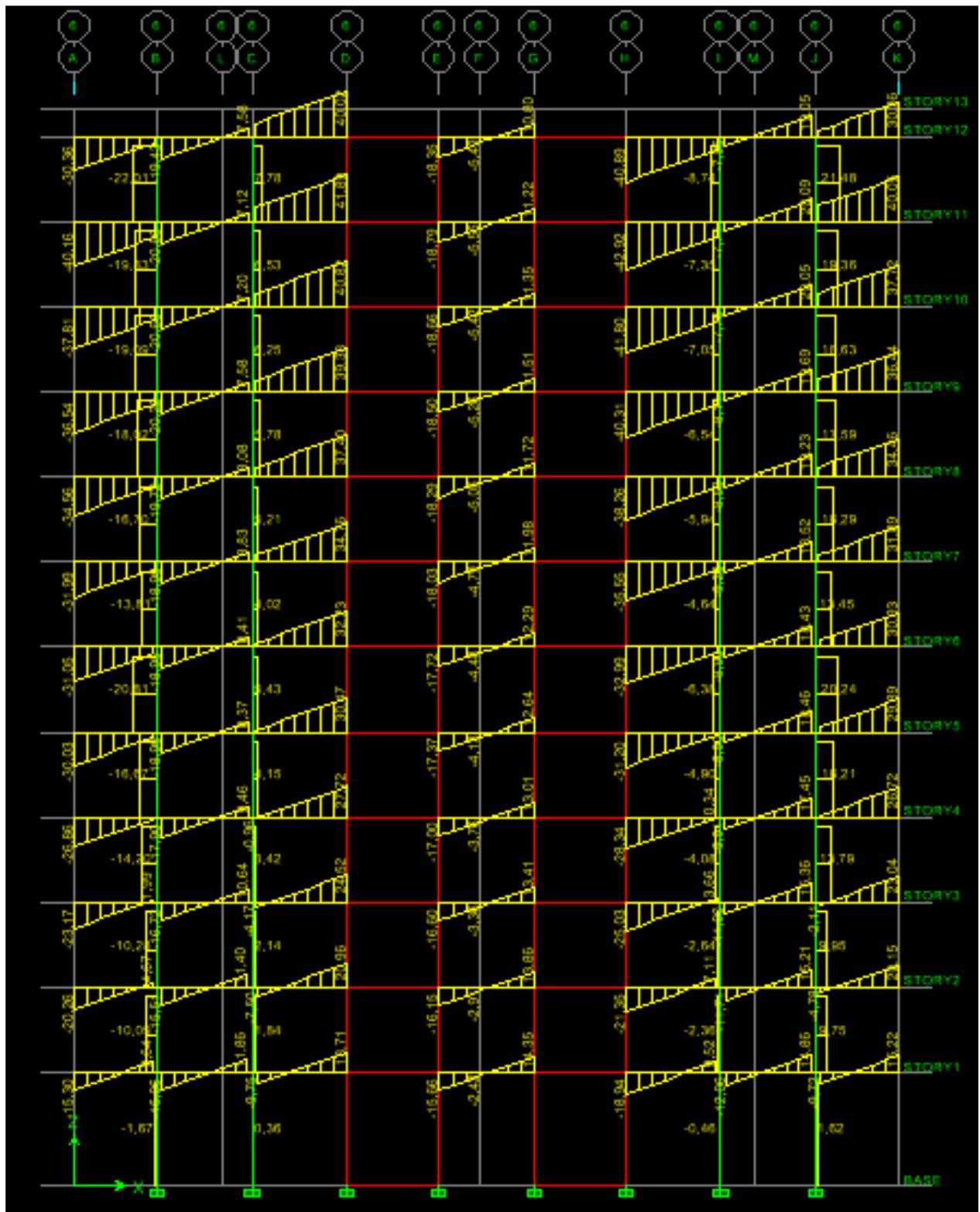


Fig V-3 : Effort tranchant à l'ELU [XX]

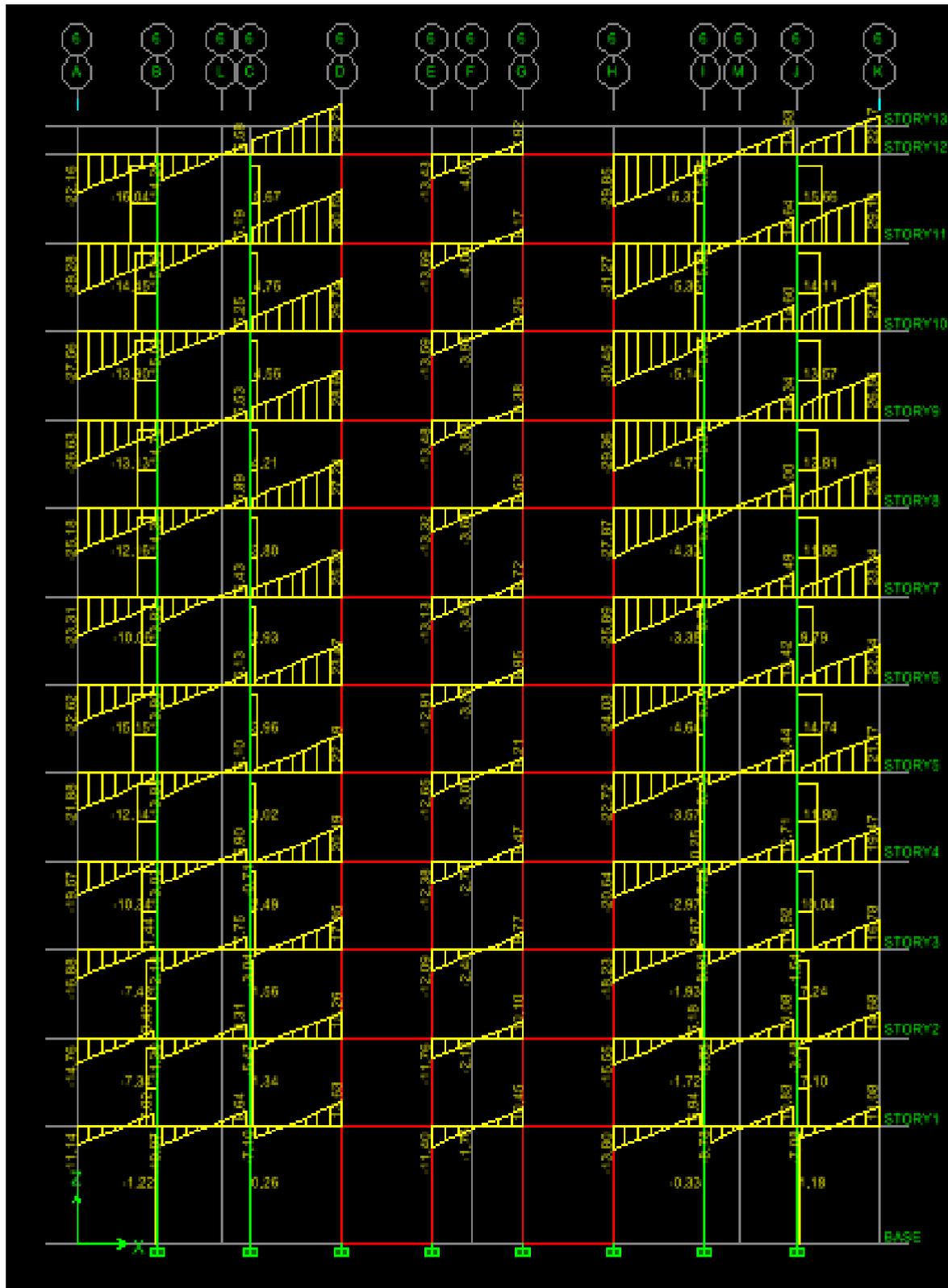


Fig V-4 : Effort tranchant à l'ELS [XX]

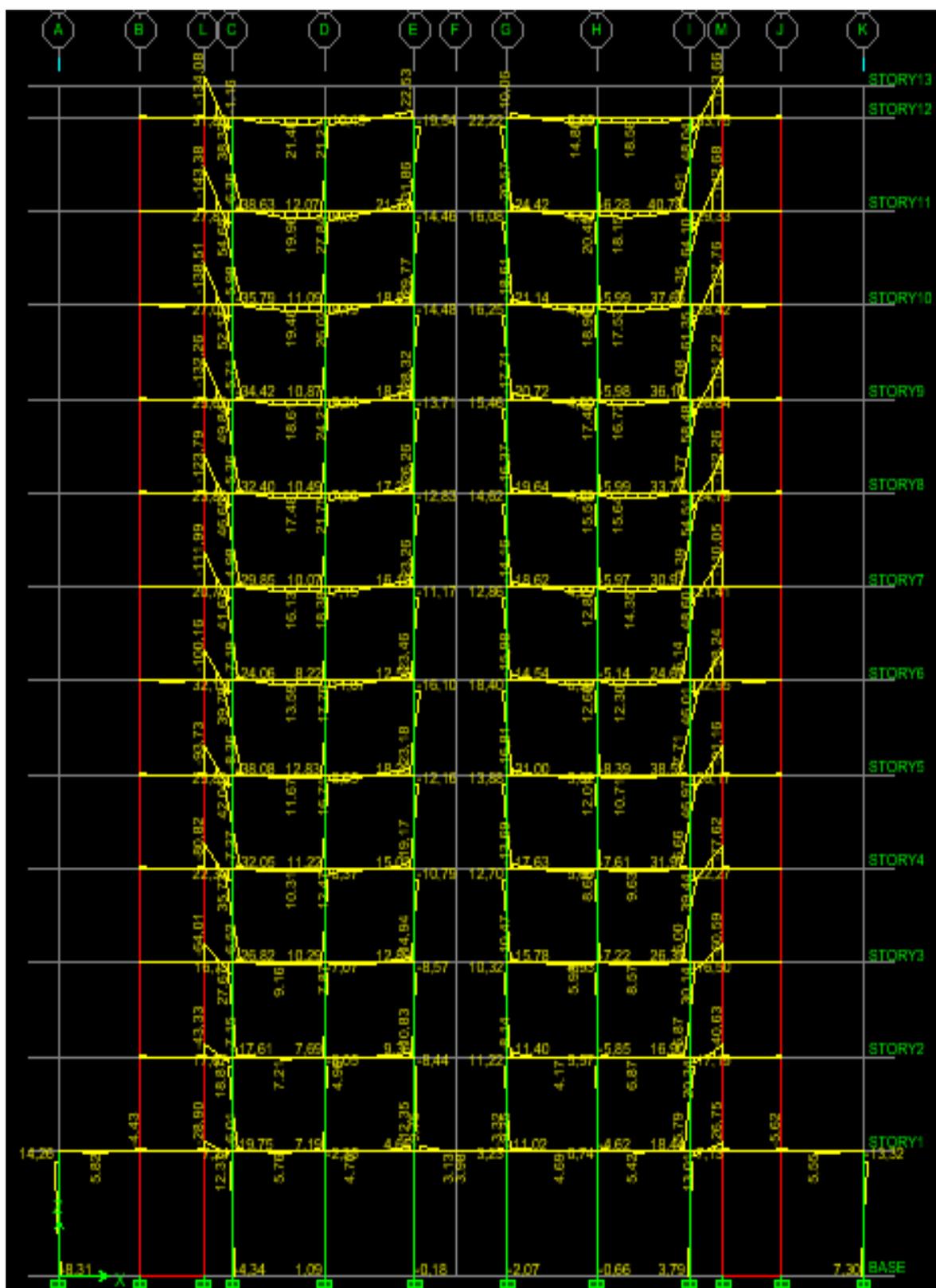


Fig V-5 : Moment fléchissant à ELU [XX]

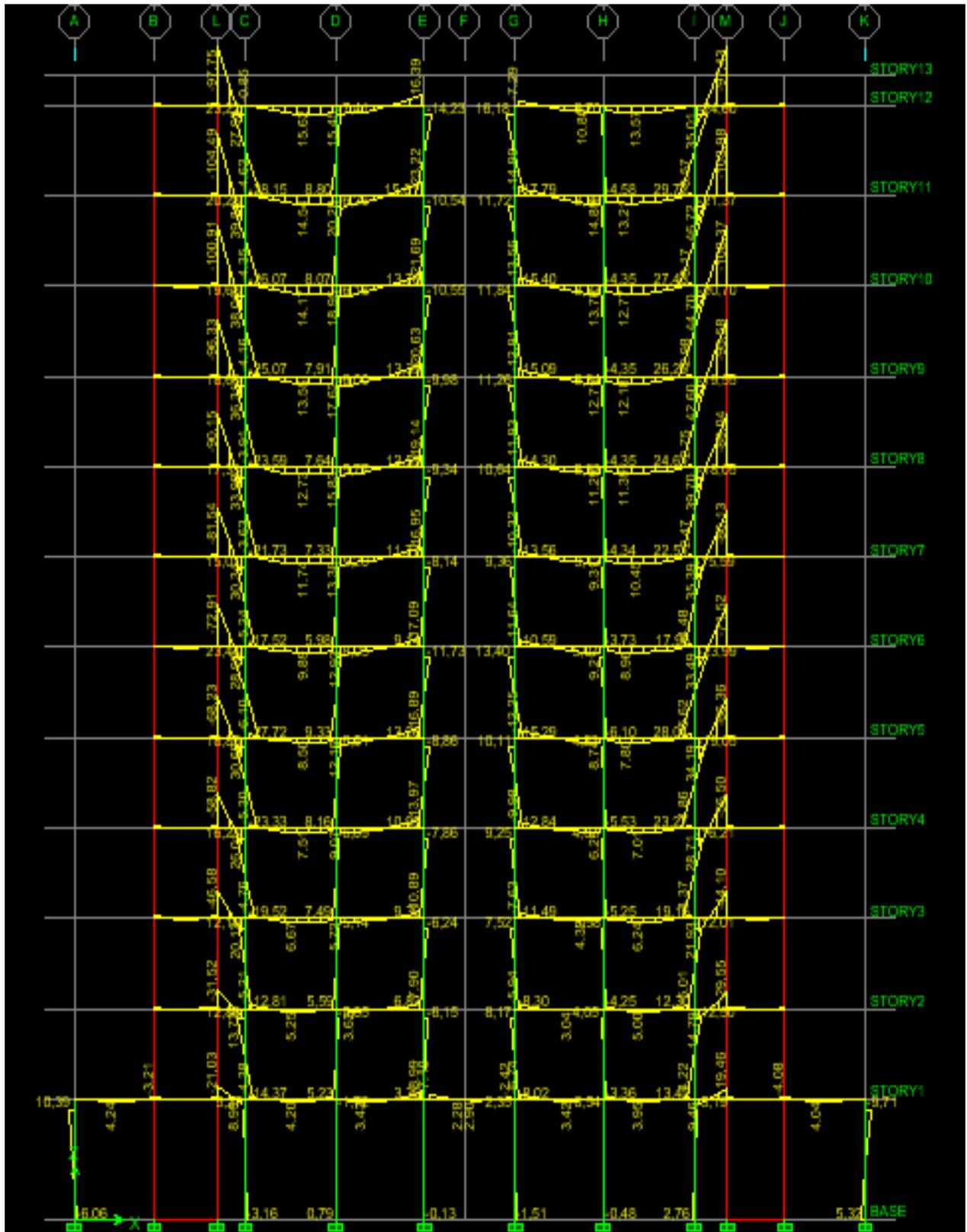


Fig V-6 : Moment fléchissant à ELS [XX]

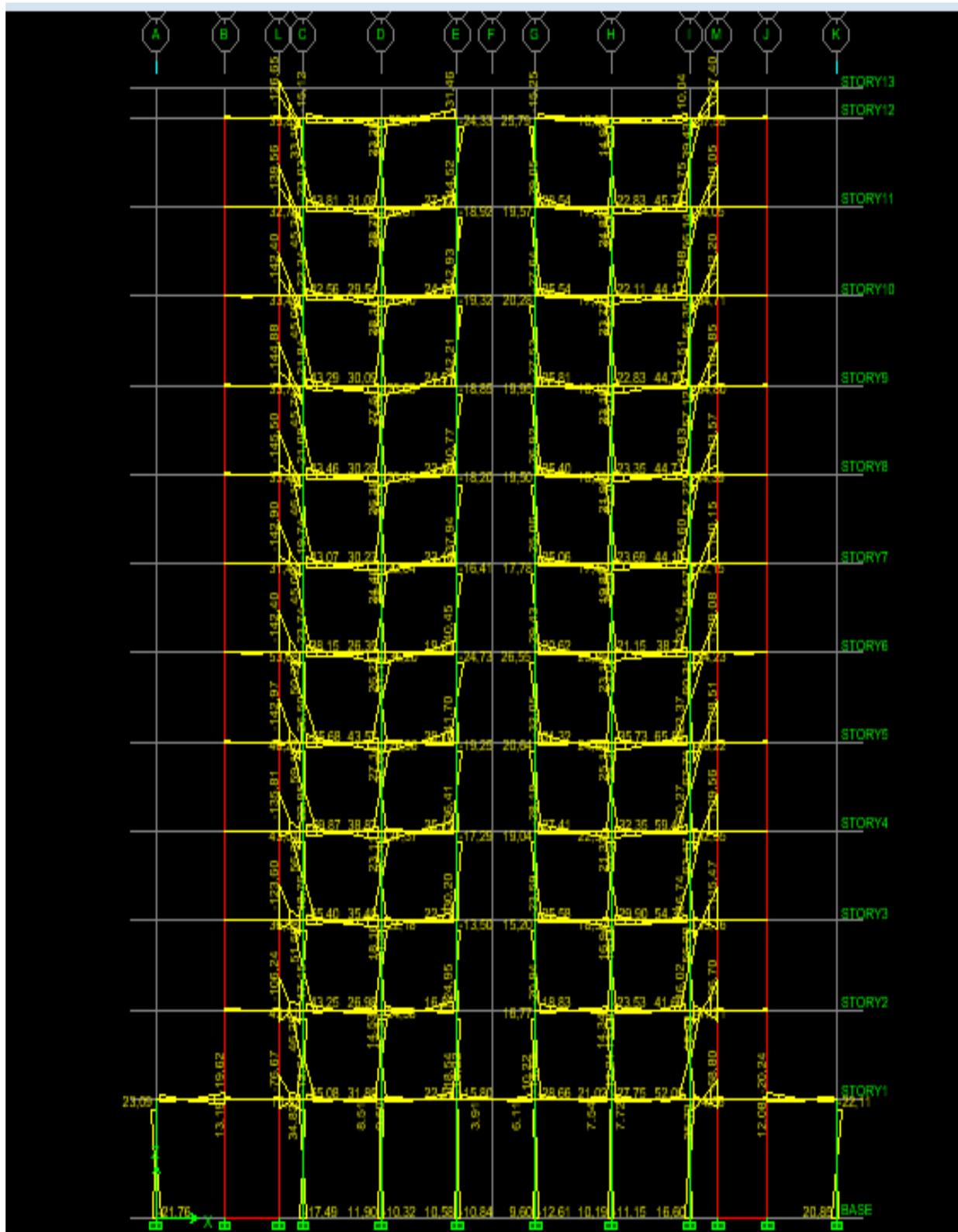


Fig V-7 : Moment fléchissant sous G+Q+E [XX]

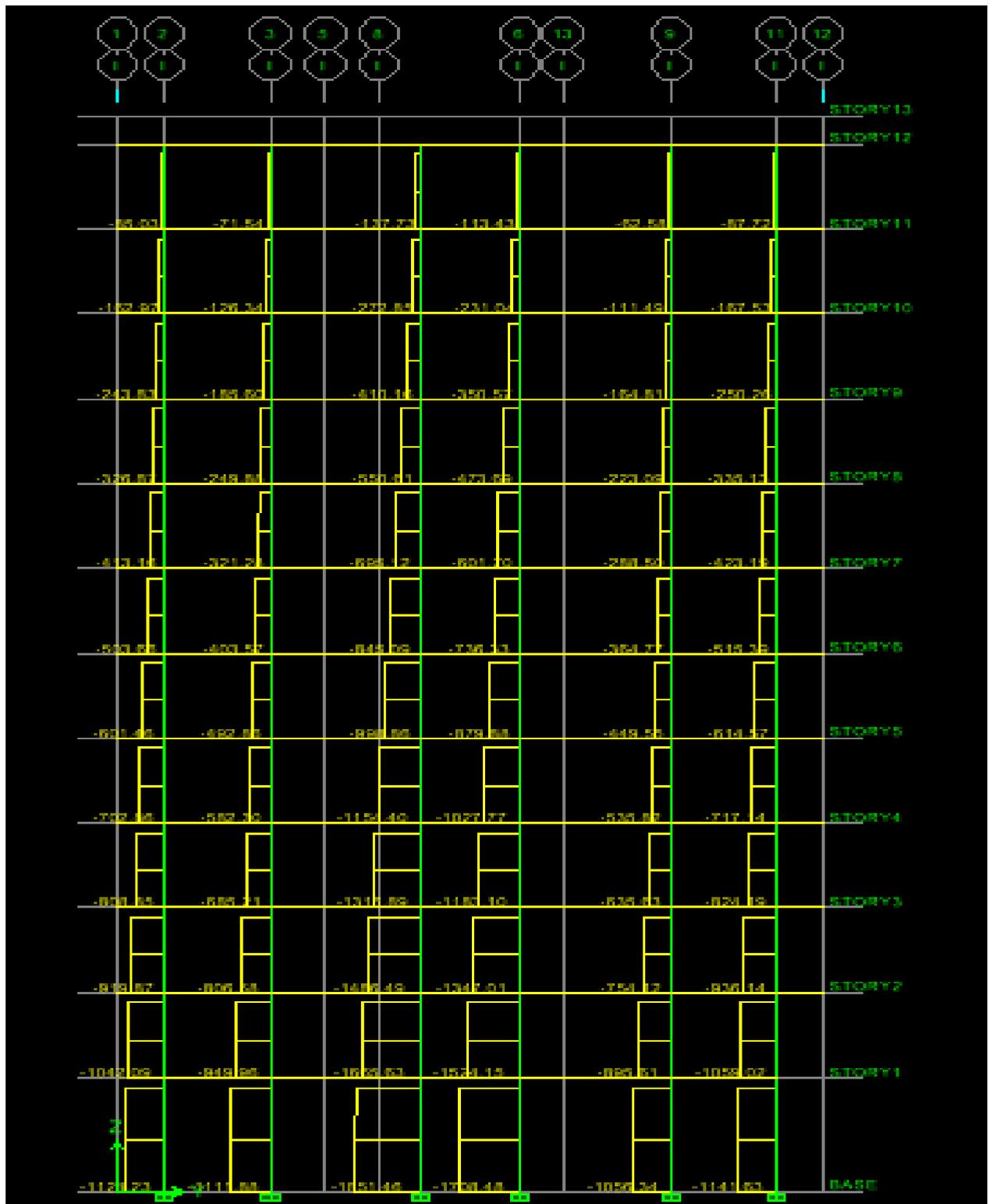


Fig V-8 : Effort normal à l'ELU [YY]

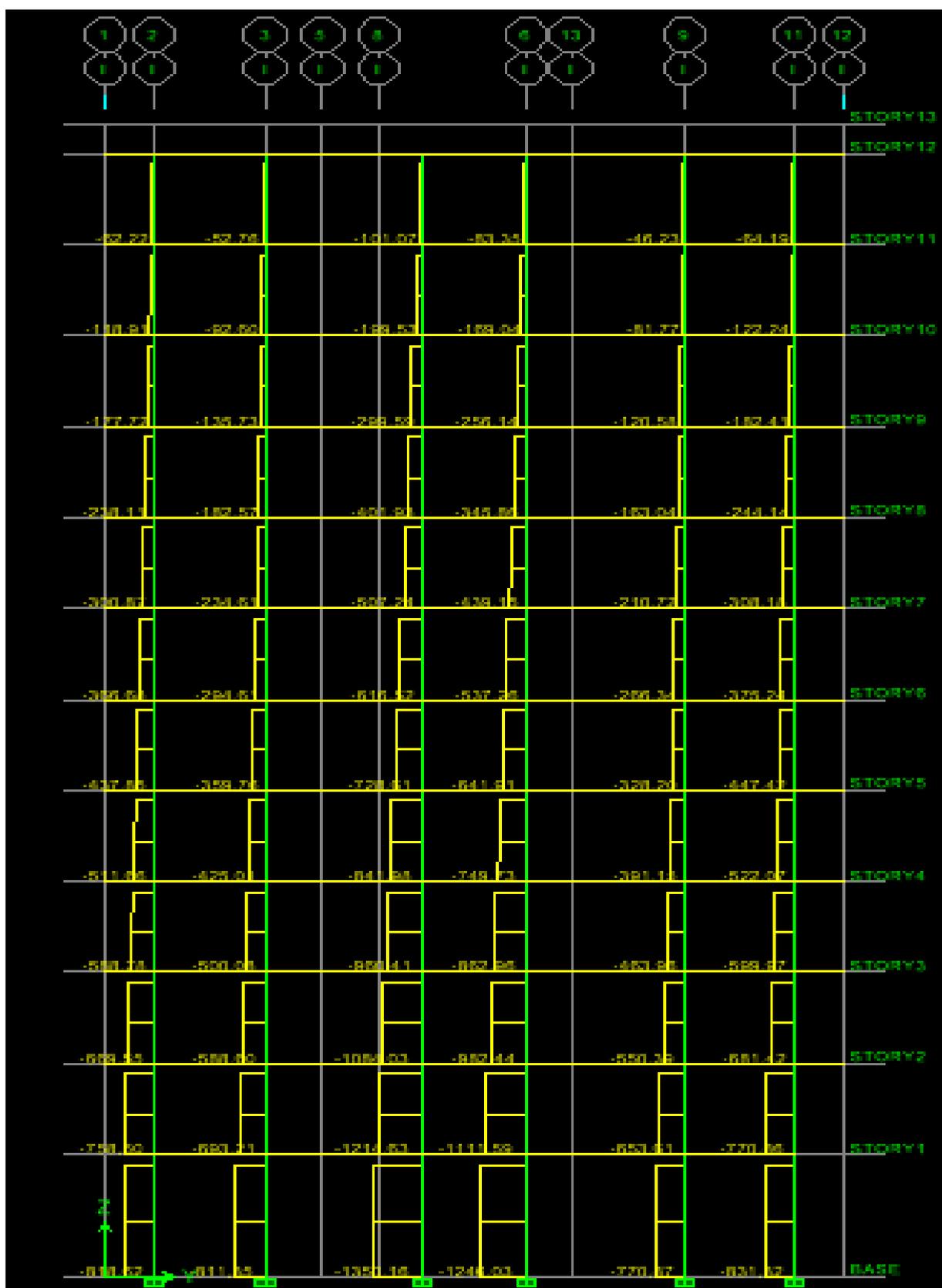


Fig V-9 : Effort normal à l'ELS [YY]

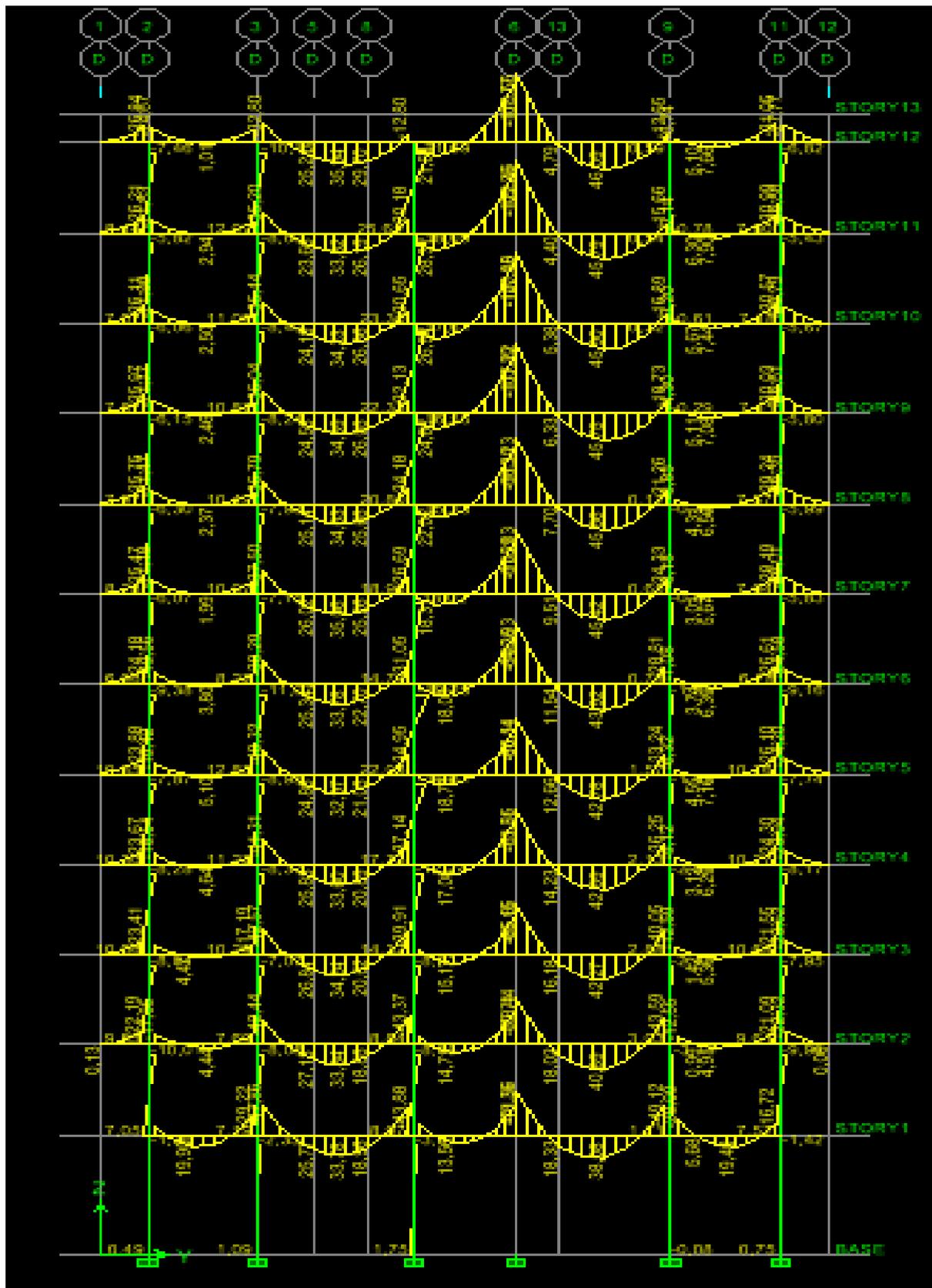


Fig V-10 : Moment fléchissant à ELU [YY]

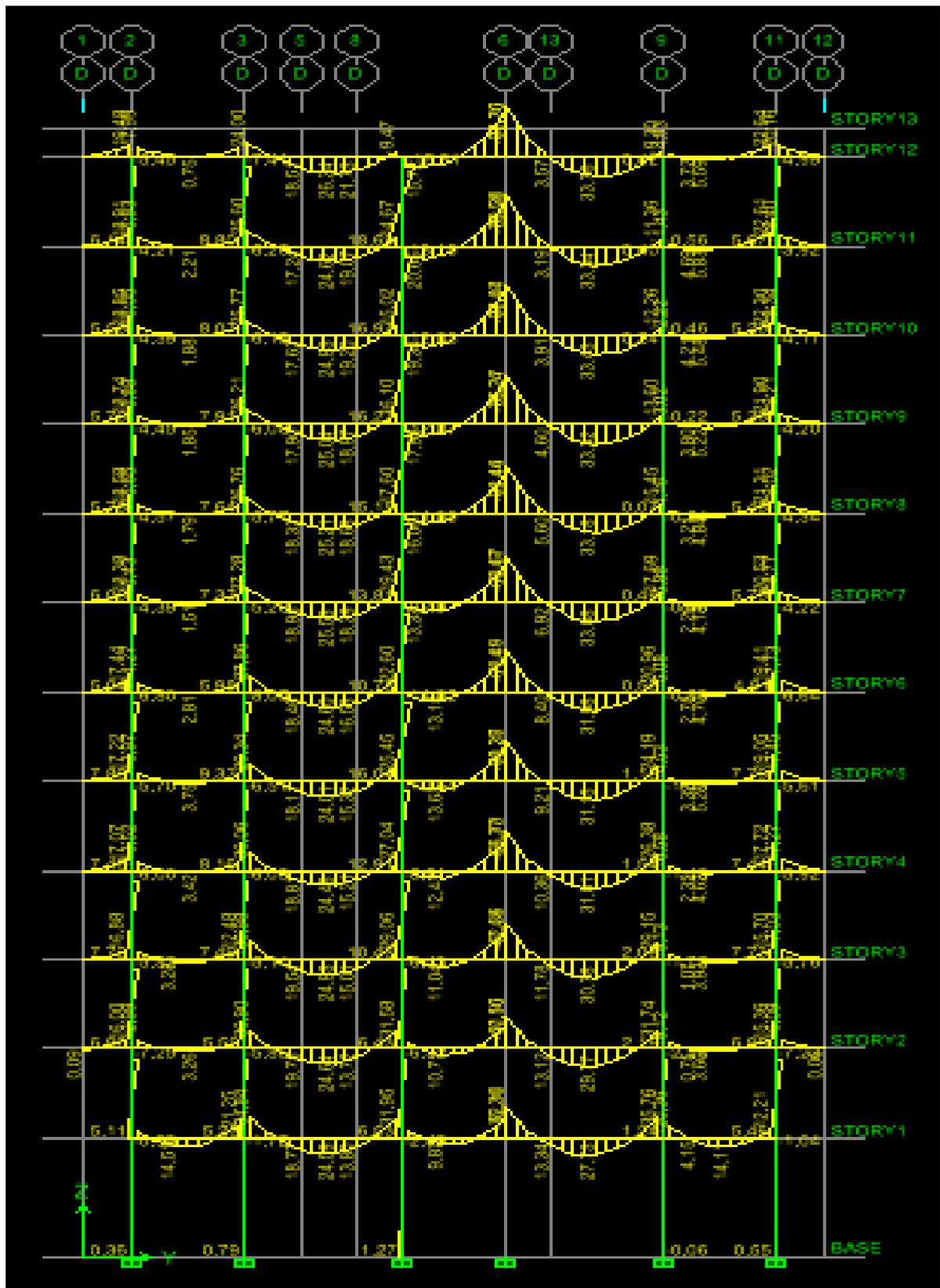


Fig V-11 : Moment fléchissant à ELS [YY]

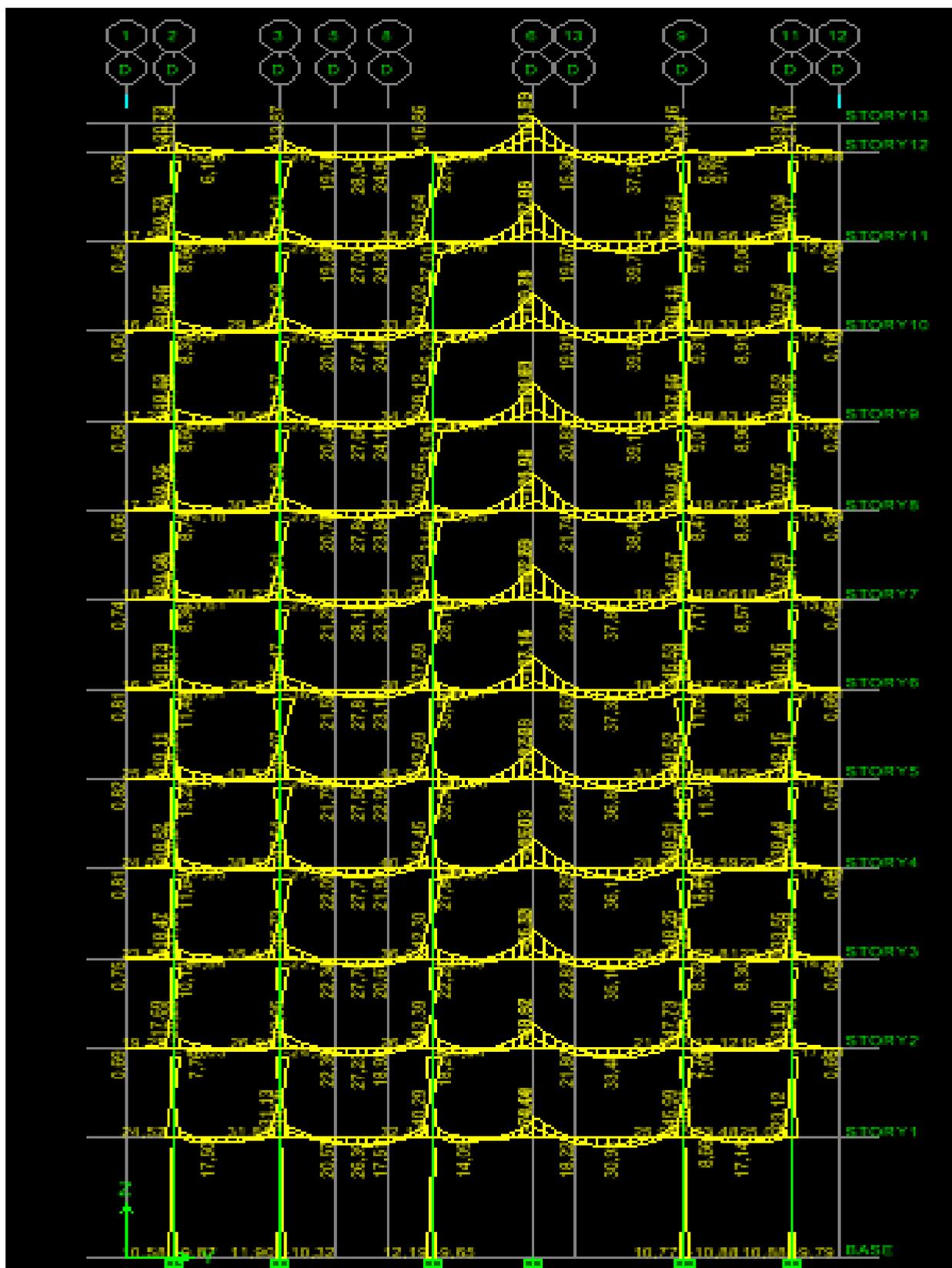


Fig V-12 : Moment fléchissant sous G+Q+E [YY]

Chapitre VI

Ferraillage des poutres

VI- Ferraillage des poutres :
1- Introduction

Les poutres sont ferrillées en flexion simple en tenant compte des combinaisons suivantes :

a- $1,35G + 1,5Q$

$G + Q$

b- $G + Q + E$ RPA

$0,8G + E$ RPA

2- Recommandation du RPA99 version 2003 :

2.a) Armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0,5 % en toute section.

Poutres principales : $A_{\min} = 0,005 \times 35 \times 25 = 4,37 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 25 = 3,75 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est :

En zone courante : 4 %

En zone de recouvrement : 6 %

⇒ En zone courante :

Poutres principales : $A_{\max} = 35 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire : $A_{\max} = 30 \text{ cm}^2$

⇒ En zone de recouvrement :

Poutre principale : $A_{\max} = 52,5 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire : $A_{\max} = 45 \text{ cm}^2$

La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone IIa.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

2. b) Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12 \Phi_l \right) \dots \dots \dots \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{en zone de recouvrement}$$

Φ_l : Le plus petit diamètre utilisé des armatures transversales, le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

3- Etapes de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Pour les FeE400

Si $\mu_b < \mu$ \Rightarrow Section simplement armée

Si $\mu_b > \mu$ \Rightarrow Section doublement armée

- **Section sans armatures comprimées ($A'_s = 0$)**

Si $\mu_b < \mu = 0,392$ $\Rightarrow A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$

- **Section avec armatures comprimées ($A'_s \neq 0$)**

$$\mu_b > \mu_l = 0,392$$

On redimensionne la section ou on introduit des armatures comprimées.

On prend $\mu_b = \mu_l$ $\Rightarrow A'_s = \frac{M_u - 0,392 \times b \times d^2 \times f_{bc}}{348 \times (d - d')}$

$$\Rightarrow A_s = A'_s - \frac{b \times d \times f_{bc}}{651}$$

A_s : la section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas

A'_s : la section supérieur la plus comprimée.

Le calcul des sections d'armatures est donné par les tableaux récapitulatifs suivants :

Armatures en travées								
Niveau	M_{tmax}	μ	obs		A_s	A_{min}	A_{max}	choix

	(KN.m)				(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	
1	39,19	0,101	SSA	0,947	3,60	4,37	8,64	3HA14+2HA16
2	40,34	0,104	SSA	0,945	3,72	4,37	8,64	3HA14+2HA16
3	52,17	0,135	SSA	0,927	4,90	4,37	8,64	3HA14+2HA16
4	62,41	0,161	SSA	0,912	5,96	4,37	8,64	3HA14+2HA16
5	70,36	0,182	SSA	0,899	6,82	4,37	8,64	3HA14+2HA16
6	76,38	0,198	SSA	0,889	7,48	4,37	8,64	3HA14+2HA16
7	81,79	0,212	SSA	0,88	8,09	4,37	8,64	3HA14+2HA16
8	84,46	0,218	SSA	0,876	8,40	4,37	8,64	3HA14+2HA16
9	85,57	0,221	SSA	0,873	8,54	4,37	8,64	3HA14+2HA16
10	85,5	0,221	SSA	0,873	8,53	4,37	8,64	3HA14+2HA16
11	85,05	0,220	SSA	0,874	8,47	4,37	8,64	3HA14+2HA16
12	79,65	0,206	SSA	0,883	7,85	4,37	8,64	3HA14+2HA16

Tab VI.1 :Ferrailage des poutres principales en travées .

Niveau	Armatures en appuis							
	M _{max} (KN.m)	μ	obs		A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	choix
1	71,25	0,184	SSA	0,898	6,91	4,37	14,19	4HA14+4HA16
2	77,46	0,200	SSA	0,887	7,60	4,37	14,19	4HA14+4HA16
3	90,55	0,234	SSA	0,865	9,12	4,37	14,19	4HA14+4HA16
4	102,6	0,265	SSA	0,843	10,60	4,37	14,19	4HA14+4HA16
5	111,79	0,289	SSA	0,826	11,79	4,37	14,19	4HA14+4HA16
6	118,49	0,306	SSA	0,811	12,72	4,37	14,19	4HA14+4HA16
7	122,8	0,318	SSA	0,802	13,33	4,37	14,19	4HA14+4HA16
8	125,35	0,324	SSA	0,797	13,70	4,37	14,19	4HA14+4HA16
9	126,36	0,327	SSA	0,794	13,86	4,37	14,19	4HA14+4HA16
10	125,97	0,326	SSA	0,795	13,80	4,37	14,19	4HA14+4HA16
11	126,34	0,327	SSA	0,794	13,86	4,37	14,19	4HA14+4HA16
12	113,69	0,294	SSA	0,821	12,06	4,37	14,19	4HA14+4HA16

Tab VI.2 :Ferrailage des poutres principales aux appuis.

Armatures en travées								
Niveau	M_{max} (KN.m)	μ	obs		A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	choix
1	14,55	0,052	SSA	0,973	1,53	3,75	6,03	3HA16
2	24,05	0,086	SSA	0,955	2,58	3,75	6,03	3HA16
3	31,8	0,114	SSA	0,939	3,48	3,75	6,03	3HA16
4	37,61	0,135	SSA	0,927	4,16	3,75	6,03	3HA16
5	41,71	0,150	SSA	0,918	4,66	3,75	6,03	3HA16
6	44,5	0,160	SSA	0,912	5,01	3,75	6,03	3HA16
7	46,11	0,166	SSA	0,909	5,21	3,75	6,03	3HA16
8	46,57	0,167	SSA	0,908	5,26	3,75	6,03	3HA16
9	46,17	0,166	SSA	0,909	5,21	3,75	6,03	3HA16
10	45,18	0,162	SSA	0,911	5,09	3,75	6,03	3HA16
11	44,03	0,158	SSA	0,914	4,94	3,75	6,03	3HA16
12	42,29	0,152	SSA	0,917	4,73	3,75	6,03	3HA16

Tab VI.3 :Ferrailage des poutres secondaires en travées.

Armatures en appuis								
Niveau	M_{max} (KN.m)	μ	obs		A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	choix
1	24,94	0,090	SSA	0,953	2,69	3,75	8,64	3HA14+2HA16
2	34,51	0,124	SSA	0,934	3,79	3,75	8,64	3HA14+2HA16
3	42,25	0,152	SSA	0,917	4,73	3,75	8,64	3HA14+2HA16
4	48,28	0,173	SSA	0,904	5,48	3,75	8,64	3HA14+2HA16
5	54,18	0,195	SSA	0,891	6,24	3,75	8,64	3HA14+2HA16
6	57,08	0,205	SSA	0,884	6,63	3,75	8,64	3HA14+2HA16
7	59,92	0,215	SSA	0,878	7,00	3,75	8,64	3HA14+2HA16
8	63,26	0,227	SSA	0,869	7,47	3,75	8,64	3HA14+2HA16
9	65,19	0,234	SSA	0,865	7,73	3,75	8,64	3HA14+2HA16
10	66,36	0,238	SSA	0,862	7,90	3,75	8,64	3HA14+2HA16
11	67,01	0,241	SSA	0,86	8,00	3,75	8,64	3HA14+2HA16
12	63,14	0,227	SSA	0,869	7,46	3,75	8,64	3HA14+2HA16

Tab VI.4 :Ferrailage des poutres secondaires aux appuis.

4- Vérifications à l'ELU:

❖ **Condition de non fragilité: [Art A.4.1,1/BAEL91 modifiées 99]**

➤ **Poutres secondaires :**

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 b d f_{t28} / f_c = 0,23 \times 25 \times 28 \times 2,1 / 400 = 0,84 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Poutres principales :**

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 b d f_{t28} / f_c = 0,23 \times 25 \times 33 \times 2,1 / 400 = 1,0 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Justification de l'âme sous l'effort tranchant : [Art A.5.1.1/BAEL91 modifiées 99]**

Les justifications de l'âme d'une poutre sont conduites à partir de la contrainte tangente τ_u prise conventionnellement égale :

$$\tau_u = T_u^{\max} / bd$$

✓ Poutres principales: $\tau_u = 122,01 \times 10^{-3} / 0,25 \times 0,33 = 1,48 \text{ MPa}$

✓ Poutres secondaires: $\tau_u = 43,49 \times 10^{-3} / 0,25 \times 0,28 = 0,62 \text{ MPa}$

❖ **Etat limite ultime du béton de l'âme : [Art A.5.1.21/BAEL91 modifiées 99]**

Contrainte tangente conventionnelle:

$$\tau_u = T_u^{\max} / bd < \min (0,2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa} \text{ pour des fissurations peu préjudiciables.}$$

Poutre principales: $\tau_u = 122,01 \times 10^{-3} / 0,25 \times 0,33 = 1,48 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

Poutre secondaires: $\tau_u = 43,49 \times 10^{-3} / 0,25 \times 0,28 = 0,62 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

❖ **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

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

✓ **poutres principales :** $T_u^{\max} = 122,01 \text{ KN}$

$$\sum U = 28,9 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{122,01 \times 10}{0,9 \times 33 \times 28,9} = 1,42 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

✓ **poutres secondaires :** $T_u^{\max} = 43,49 \text{ KN}$

$$\sum U = 30,14 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{43,49 \times 10}{0,9 \times 28 \times 30,14} = 0,70 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

❖ **Influence de l'effort tranchant sur le béton aux appuis: [Art A.5.1.32/BAEL91 modifiées 99]**

a) **Influence sur le béton :**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,4 \times a \times b \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad ; a = 0,9 d$$

✓ **poutre principale :**

$$T_u = 122,01 \text{ KN} \leq 0,4 \times 0,9 \times 330 \times 250 \times 25 \times 10^{-3} / 1,5 = 495 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **poutre secondaire :**

$$T_u = 43,49 \leq 0,4 \times 0,9 \times 280 \times 250 \times 25 \times 10^{-3} / 1,5 = 420 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales:

Lorsque au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} > 0$, On doit prolonger au-delà des appuis une section d'armature pour équilibrer un effort égale à :

$$(T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} > 0)$$

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u - \frac{M_u}{0,9 \times d})$$

✓ **poutre principale :** $T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} = 122,01 - \frac{126,36}{0,9 \times 0,33} = -303,44 < 0$

✓ **Poutre secondaire :** $T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} = 43,49 - \frac{67,01}{0,9 \times 0,37} = -182,13 < 0$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

➤ **Longueur de scellement droite des barres : [Art A.6.1.23/BAEL91 modifiées99]**

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ avec } \tau_{su} = 0,6 \psi^2 \times f_{r28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Pour les $\phi 14$: $l_s = 49,38$ cm

Pour les $\phi 16$: $l_s = 56,44$ 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 les barres a haute adhérence.

Pour le $\emptyset 14$: $l_s = 19,75$ cm

Pour les $\emptyset 16$: $l_s = 22,58$ cm

5- Calcul des armatures transversales :

5-a) Diamètre des aciers transversaux :

$$\phi_t \leq \min (h/35 ; \phi_L ; b/10) = (10 ; 16 ; 25)$$

On prend $\phi_t = 8$ mm

On choisira 1 cadre et 1 étrier donc $A_t = 4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

5-b) Espacement maximal:

Vérification des exigences du RPA :

➤ **Zone nodale**

—————→ $S_t \min (h/4 ; 12\phi_L) \Rightarrow S_t = 8,75$ cm
-Poutres principales de (25×35) : $S_t = 8$ cm

—————→ $S_t \min (h/4 ; 12\phi_L) \Rightarrow S_t = 7,5$ cm

-Poutres secondaires de (25 × 30) : $S_t = 7 \text{ cm}$

➤ **Zone courante**

-Poutres principales de (25 × 35) : $S_t = 15 \text{ cm}$

-Poutres secondaires de (25 × 35) : $S_t = 15 \text{ cm}$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

Remarque :

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

5-c) Délimitation de la zone nodale :

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right\}$$

Avec : h : hauteur de la poutre ;

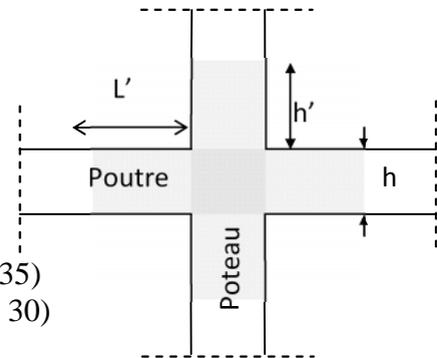
b_1 et h_1 : dimensions du poteau ;

h_e : hauteur entre nus des poutres.

On aura : $h' = 65 \text{ cm}$;

$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$. Poutres principales de (25 × 35)

$L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$. Poutres secondaires de (25 × 30)



Zone nodale

La section d'armatures transversales minimales est :

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,125 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

5-d) Dispositions constructives :

Les chapeaux sur appuis doivent débordés du nus de l'appui d'au moins :

$\frac{L}{4}$ 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.

$\frac{L}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.

Les barres inférieures du second lit arrêtées à une distance des nus des appuis $\leq \frac{L}{10}$.

6- Vérification à l'ELS :

6-a) Etat limite de compression du béton :

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

On calcule ; $\sigma_s = \frac{100 A_s}{bd}$, puis on déduit les valeurs de σ_s et κ .

Les contraintes valent alors : $\sigma_{bc} = \kappa \cdot \sigma_s$ et $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$.

Les vérifications à l'ELS sont données dans les tableaux suivants :

Niveau	Ms	As	ρ		K	σ_s	σ_{bc}	σ_{adm}	obs
1	51,87	14,19	1,72	0,831	0,067	133,3	8,93	15	CV
2	56,39	14,19	1,72	0,831	0,067	144,91	9,71	15	CV
3	60,91	14,19	1,72	0,831	0,067	156,53	10,49	15	CV
4	64,62	14,19	1,72	0,831	0,067	166,06	11,13	15	CV
5	67,56	14,19	1,72	0,831	0,067	173,62	11,63	15	CV
6	70,2	14,19	1,72	0,831	0,067	180,4	12,09	15	CV
7	75,3	14,19	1,72	0,831	0,067	193,51	12,96	15	CV
8	79,04	14,19	1,72	0,831	0,067	203,12	13,61	15	CV
9	81,87	14,19	1,72	0,831	0,067	210,39	14,10	15	CV
10	83,89	14,19	1,72	0,831	0,067	215,58	14,44	15	CV
11	85,76	14,19	1,72	0,831	0,067	220,39	14,78	15	CV
12	81,92	14,19	1,72	0,831	0,067	210,52	14,10	15	CV

Tab VI.5 : Vérification des poutres principales aux appuis à l'ELS.

Niveau	Ms	As	ρ		K	σ_s	σ_{bc}	σ_{adm}	obs
1	28,53	8,64	1,05	0,858	0,049	116,624	5,71	15	CV
2	29,37	8,64	1,05	0,858	0,049	120,057	5,88	15	CV
3	29,98	8,64	1,05	0,858	0,049	122,551	6,00	15	CV
4	29,99	8,64	1,05	0,858	0,049	122,592	6,01	15	CV
5	29,95	8,64	1,05	0,858	0,049	122,428	6,00	15	CV
6	30,48	8,64	1,05	0,858	0,049	124,595	6,11	15	CV
7	31,13	8,64	1,05	0,858	0,049	127,252	6,24	15	CV
8	31,04	8,64	1,05	0,858	0,049	126,884	6,22	15	CV
9	31,01	8,64	1,05	0,858	0,049	126,761	6,21	15	CV
10	31,01	8,64	1,05	0,858	0,049	126,761	6,21	15	CV
11	30,84	8,64	1,05	0,858	0,049	126,066	6,18	15	CV
12	31,02	8,64	1,05	0,858	0,049	126,802	6,21	15	CV

Tab VI.6 : Vérification des poutres principales en travées à l'ELS.

Niveau	Ms	As	ρ		K	σ_s	σ_{bc}	σ_{adm}	obs
1	9,91	8,64	1,234	0,85	0,054	48,193	2,6024	15	CV
2	12,4	8,64	1,234	0,85	0,054	60,302	3,2563	15	CV
3	16,53	8,64	1,234	0,85	0,054	80,386	4,3409	15	CV
4	19,85	8,64	1,234	0,85	0,054	96,532	5,2127	15	CV
5	22,69	8,64	1,234	0,85	0,054	110,34	5,9585	15	CV
6	24,8	8,64	1,234	0,85	0,054	120,6	6,5126	15	CV
7	28,08	8,64	1,234	0,85	0,054	136,55	7,3739	15	CV
8	30,57	8,64	1,234	0,85	0,054	148,66	8,0278	15	CV

9	32,48	8,64	1,234	0,85	0,054	157,95	8,5294	15	CV
10	33,88	8,64	1,234	0,85	0,054	164,76	8,8971	15	CV
11	34,91	8,64	1,234	0,85	0,054	169,77	9,1675	15	CV
12	33,74	8,64	1,234	0,85	0,054	164,08	8,8603	15	CV

Tab VI.7 : Vérification des poutres secondaires au appuis à l'ELS.

Niveau	Ms	As	ρ		K	σ_s	σ_{bc}	σ_{adm}	obs
1	3,91	6,03	0,861	0,868	0,044	26,68	1,17391	15	CV
2	6,38	6,03	0,861	0,868	0,044	43,534	1,91548	15	CV
3	7,86	6,03	0,861	0,868	0,044	53,632	2,35983	15	CV
4	10,38	6,03	0,861	0,868	0,044	70,828	3,11641	15	CV
5	12,93	6,03	0,861	0,868	0,044	88,227	3,88201	15	CV
6	15,25	6,03	0,861	0,868	0,044	104,06	4,57854	15	CV
7	18,29	6,03	0,861	0,868	0,044	124,8	5,49125	15	CV
8	20,59	6,03	0,861	0,868	0,044	140,5	6,18179	15	CV
9	22,37	6,03	0,861	0,868	0,044	152,64	6,7162	15	CV
10	23,65	6,03	0,861	0,868	0,044	161,37	7,1005	15	CV
11	24,66	6,03	0,861	0,868	0,044	168,27	7,40373	15	CV
12	24,27	6,03	0,861	0,868	0,044	165,61	7,28664	15	CV

Tab VI.8 : Vérification des poutres secondaires en travées à l'ELS.

6-b) Etat limite de déformation de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

◆ **Sens principal :**

$$\checkmark \frac{h}{l} = \frac{35}{425} = 0,08 \geq 0,0625 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\checkmark \frac{h}{l} = 0,08 \geq \frac{31,13}{10 \times 85,76} = 0,036 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{8,64}{25 \times 33} = 0,010 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

◆ **Sens secondaire :**

$$\checkmark \frac{h}{l} = \frac{30}{340} = 0,088 \geq 0,0625 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\checkmark \frac{h}{l} = 0,088 \geq \frac{24,66}{10 \times 34,91} = 0,071 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

Chapitre VII

Ferraillage des poteaux

VII- Ferraillage des poteaux :

1- Introduction :

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime puis vérifiés à l'E.L.S en flexion composée.

Le calcul est effectué en considérant les combinaisons suivantes :

N_{max} et M_{cor}

N_{min} et M_{cor}

M_{max} et N_{cor}

2- Etapes de calcul en flexion composée:

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$ Alors la section est partiellement comprimée

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$ il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f \leq (0,337 - 0,81 \frac{c}{h})bh^2 f_{bc} \rightarrow (A)$$

$$\text{Avec : } M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) \rightarrow \text{Moment fictif}$$

Si l'inégalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

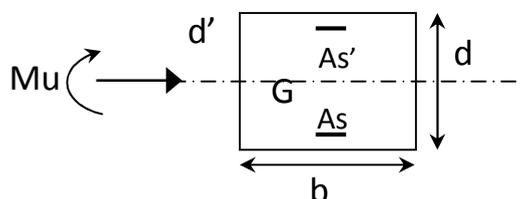
$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

Si $\mu_b < \mu_r$, la section est simplement armée,

Si $\mu_b > \mu_r$, la section est doublement armée .Il faut calculer A_1 et A_1' .

$$\mu_r = 0,392$$
$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

La section réelle est donnée par : $A_s = A_1 - \frac{N}{\sigma_s}$



Si l'inégalité (A) n'est pas vérifiée, la section est entièrement comprimée.

Il faut vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u(d-c) - M_f > (0,5h-c)b \times h \times f_{bc} \rightarrow (B)$$

Si l'inégalité (B) est vérifiée ; alors la section a besoin d'armatures inférieures comprimées.

$$A_s' = \frac{M - (d - 0,5h)b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s(d - c)}$$

$$A_s = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc} - A_s'}{\sigma_s}$$

Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A_s' = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{et } A_s = 0$$

$$\Psi = \frac{0,357 + \frac{N_u(d-c) - M}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0,857 - \frac{c}{h}}$$

3- Recommandations du RPA99 modifié 2003 :

3-a : Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences, droites et sans crochets

- Leur pourcentage minimal est de 0,8% en zone IIa.
Pour le RDC et le S SOL $A_{\min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9,8 \text{ cm}^2$
Pour les niveaux (1, 2, 3 et 4) $A_{\min} = 0,008 \times 30 \times 30 = 7,2 \text{ cm}^2$
Pour les niveaux (5, 6, 7, 8, 9 et 10) $A_{\min} = 0,008 \times 25 \times 25 = 5 \text{ cm}^2$
- Leur pourcentage maximal est de :
 - 4% en zone courante.
Pour le RDC et le S SOL $A_{\min} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$
Pour les niveaux (1, 2, 3 et 4) $A_{\min} = 0,04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$
Pour les niveaux (5, 6, 7, 8, 9 et 10) $A_{\min} = 0,04 \times 25 \times 25 = 25 \text{ cm}^2$
 - 6% en zone de recouvrement.
Pour le RDC et le S SOL $A_{\min} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73,5 \text{ cm}^2$
Pour les niveaux (1, 2, 3 et 4) $A_{\min} = 0,06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$
Pour les niveaux (5, 6, 7, 8, 9 et 10) $A_{\min} = 0,06 \times 25 \times 25 = 37,5 \text{ cm}^2$
- le diamètre minimum est de 12 mm.
- la longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.
- la distance entre barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm. En zone IIa

Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieure des zones nodales.

3-b : Armatures transversales :

La section d'armatures transversales est donnée par :

$$A_t/t = \rho_a \times V_u / h_1 \times f_e$$

Avec:

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section de béton brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$\rho_a = 2,5$ si : λ_g (élancement géométrique) ≥ 5 dans la direction considérée.

$\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$.

$St \leq \min(10 \phi_1, 15\text{cm})$ en zone nodale.

$St \leq 15 \phi_1$ en zone courante.

ϕ_1 : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

3-c : Armatures transversales minimales :

At /t.b1 en % est comme suite :

Si : $\lambda_g \geq 5$: 0,3%

Si : $\lambda_g \geq 3$: 0,8%

Si : $3 < \lambda_g < 5$: interpolé entre les valeurs précédentes.

$$\lambda_g = (l_f/a ; l_f/b)$$

Les cadres et les étiers doivent être fermés par des crochets a 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.

4- Calcul des ferrailages :

Tableaux récapitulatifs de ferrailage des poteaux dans le sens longitudinale et transversal :

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	Sect (cm ²)	obs	Type	A _s ' (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)	Choix des barres	
S SOL et RDC	N _{max} = 1016.20	M _{cor} = 3.55	35								
			X	SPC	SSA	0	0	9.8	12.31	8HA14	
	N _{min} = 145.41	M _{cor} = 5.65		SPC	SSA	0	0		12.31		
N _{cor} = 522.98	M _{max} = 17.75	35	SPC	SSA	0	1.56	12.31				
1 2 3 4	N _{max} = 828.37	M _{cor} = 11.02	30					7.2	9.05	8HA12	
			X	SPC	SSA	0	1.15				
		N _{min} = 122.13	M _{cor} = 9.67		SPC	SSA	0		1.00		9.05
		N _{cor} = 308	M _{max} = 26.19	30	SPC	SSA	0		2.80		9.05
5 6 7 8 9 10	N _{max} = 490.77	M _{cor} = 6.82	25					5	9.05	8HA12	
			X	SPC	SSA	0	0.87				
		N _{min} = 35.45	M _{cor} = 12.46		SPC	SSA	0		-1,02		9.05
		N _{cor} = 26.15	M _{cor} = 9.81	25	SPC	SSA	0		-2,01		9.05

Tab.VII-1 : Ferrailage des poteaux dans le sens (XX) à l'ELU.

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	Sect (cm ²)	obs	Type	A _s ' (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)	Choix des barres
S SOL et RDC	N _{max} = 582.45	M _{cor} = 3.78	35							
			X	SPC	SSA	0	0.33	9.8	12.31	8HA14
	N _{min} = 38.03	M _{cor} = 1.34		SPC	SSA	0	0.12		12.31	
N _{cor} = 69.82	M _{max} = 16.84	35	SPC	SSA	0	0.42	12.31			
1 2 3 4	N _{max} = 392.19	M _{cor} = 1.56	30					7.2	9.05	8HA12
			X	SPC	SSA	0	0.16			
	N _{min} = 6.99	M _{cor} = 0.50		SPC	SSA	0	0.05		9.05	
	N _{cor} = 63.12	M _{max} = 2.14	30	SPC	SSA	0	0.22		9.05	
5 6 7 8 9 10	N _{max} = 143.91	M _{cor} = 0.23	25					5	9.05	8HA12
			X	SPC	SSA	0	0.03			
	N _{min} = 6.71	M _{cor} = 0.34		SPC	SSA	0	0.04		9.05	
	N _{cor} = 60.27	M _{max} = 0.57	25	SPC	SSA	0	0.07		9.05	

Tab.VII-2 : Ferrailage des poteaux dans le sens (YY) à l'ELU.

VII-B-5 Vérification à l'ELS :

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad [\text{BAEL 91A.4.5.2}]$$

➤ Vérification d'une Section partiellement comprimée

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

Avec : y_1 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé ;

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 : $y_2^3 + p \times y_2 + q = 0$

Avec : $l_c = \frac{h}{2} - e_s$ et $e_s = (M_s/N_s)$

$$p = -3 \times l_c^2 - 6 \times n \times \bar{A}_u \times \frac{l_c - c'}{b} + 6 \times n \times A_u \times \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 6 \times n \times \bar{A}_u \times \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6 \times n \times A_u \times \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

• Si $\Delta \geq 0$: $t = 0,5 \times (\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3 \times u}$

• Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ l'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) \quad ; \quad y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) \quad ; \quad y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3 \times q}{2 \times p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \quad ; \quad a = 2 \times \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y_1)^2 + A'_s (y_1 - d')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton vaut :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \times y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Puis on fait la vérification.

➤ Vérification d'une section entièrement comprimée

- On calcule l'aire de la section homogène totale : $S = b \times h + 15 \times (A_s + A'_s)$
- On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \times \frac{A'_s \times (0,5 \times h - c') - A_s \times (d - 0,5 \times h)}{b \times h + 15 \times (A_s + A'_s)}$$

- On calcule l'inertie de la section homogène totale

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times X_G^2 + 15 \times [A'_s \times (0,5 \times h - d' - X_G)^2 + A_s \times (d - 0,5 \times h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton valent

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}} \times (e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

Sur la fibre supérieure

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}} \times (e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I}$$

Sur la fibre inférieure

Enfinement on vérifie : $\max(\sigma_{\text{sup}} ; \sigma_{\text{inf}}) \leq \overline{\sigma_{bc}}$

NIVEAU	sect (cm ²)	Ms (KN.m)	Ns (KN)	e_s (cm)	obs	type	As (cm ²)
S SOL	35	2,58	739,96	0,35	SPC	SSA	0,3
ET	×	5,77	22,96	25,13	SPC	SSA	0,6
RDC	35	14,33	59,24	24,19	SPC	SSA	1,6
1	30	7	602,67	1,16	SPC	SSA	0,9
2	×	10,89	143,74	7,58	SPC	SSA	1,4
3 et 4	30	12,37	149,72	8,26	SPC	SSA	1,6
5	25	4,83	357,08	1,35	SPC	SSA	0,8
6	×	13,27	14,49	91,58	SPC	SSA	2,2
7; 8; 9 et 10	25	14,59	16,43	88,80	SPC	SSA	2,5

Tab.VII-3 : Ferrailage des poteaux à l'ELS.

NIVEAU	Ms (KN.m)	Ns (KN)	e_s (m)	Lc (m)	Y2 (m)	Y1 (m)	μ	β	As (cm ²)	I (cm ⁴)	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
S SOL	2,58	739,96	0,0035	0,172	0,374	0,546	0,005	0,888	0,3	1765,89	0,86	15	CV
ET	5,77	22,96	0,2513	-0,076	0,263	0,186	0,011	0,847	0,6	1835,01	0,01	15	CV
RDC	14,33	59,24	0,2419	-0,067	0,291	0,224	0,026	0,795	1,6	2625,33	0,01	15	CV
1	7	602,67	0,0116	0,138	0,304	0,442	0,021	0,808	0,9	3521,02	0,23	15	CV
2	10,89	143,74	0,0758	0,074	0,199	0,273	0,033	0,78	1,4	9,54	8,20	15	CV
3 et 4	12,37	149,72	0,0826	0,067	0,194	0,261	0,037	0,773	1,6	88,19	0,86	15	CV
5	4,83	357,08	0,0135	0,111	0,232	0,344	0,026	0,795	0,8	1471,24	0,19	15	CV
6	13,27	14,49	0,9158	-0,791	1,327	0,536	0,071	0,738	2,2	31614,15	0,00	15	CV
7; 8; 9 et 10	14,59	16,43	0,8880	-0,763	0,875	0,111	0,078	0,733	2,5	5238,94	0,00	15	CV

Tab.VII-4 : Vérifications des contraintes de béton .

VII-5) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

1- Diamètre des aciers :

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{14}{3} = 4,66mm \text{ , soit } \Phi_t = 8mm$$

2- Espacement des armatures :

En zone IIa

✓ En zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\phi, 15\text{cm}) \longrightarrow S_t = 8\text{cm}$$

✓ En zone courante :

$$S_t \leq 15\phi_t \longrightarrow S_t = 15\text{cm}$$

3- Longueurs de recouvrement :

$$L_r = 40\phi l = 40 \times 1,4 = 56\text{cm}$$

4- Vérification de la quantité d'armatures :

la quantité d'armatures transversales minimales $A_t/S_t \times b_1$ en % est donnée comme suit :

Si $\lambda_g \leq 5$ $A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b_1$

Si $\lambda_g \leq 3$ $A_t^{\min} = 0,8\% S_t \times b_1$

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g est l'élanement géométrique du poteau

$$\lambda_g = (l_f/a; l_f/b)$$

Avec :

a et b, dimension de la section droite du Poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f longueur de flambement du poteau $l_f = 0,7 l_0$

l_0 : longueur libre de poteau

Pour le sous sol : $(35 \times 35) \text{ cm}^2$, $l_0 = 4,08 \text{ m}$ $\lambda_g = 8,16$

Pour le 1^{er} étage $(35 \times 35) \text{ cm}^2$, $l_0 = 3,06$ $\lambda_g = 6,12$

Pour le 1^{er} , 2^{ème} , 3^{ème} , 4^{ème} étage , (30×30) cm², $l_0=3,06\dots\dots\lambda g=7,14$

Pour le 5^{ème} , 6^{ème} , 7^{ème} , 8^{ème} , 9^{ème} et 10^{ème} étage ,(25×25) cm², $l_0=3,06\dots\dots\dots\lambda g=8,57$

on remarque que $\lambda g > 5$: alors la quantité minimale d'armatures est :

❖ **En zone nodale ($S_t=8\text{cm}$) :**

$$A_t=0,3\times S_t\times b_1=0,003\times 8\times 35=0,84 \text{ cm}^2$$

$$A_t=0,3\times S_t\times b_1=0,003\times 8\times 30=0,72 \text{ cm}^2$$

$$A_t=0,3\times S_t\times b_1=0,003\times 8\times 25=0,6 \text{ cm}^2$$

❖ **En zone courante ($S_t=15 \text{ cm}$) :**

$$A_t =0,3\times S_t\times b_1=0,003\times 15\times 35=1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_t =0,3\times S_t\times b_1=0,003\times 15\times 30=1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t =0,3\times S_t\times b_1=0,003\times 15\times 25=1,12 \text{ cm}^2$$

Conclusion:

Nous optons pour le ferrailage suivant :

Poteau 35×35 : deux cadres rectangulaires.

Poteau 30×30 : deux cadres rectangulaires.

Poteau 25×25 : deux cadres rectangulaires.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10Φ minimum.

5-Délimitation de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent les longueurs à prendre en compte pour chaque barres sont :

$$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm\right\}$$

h_e : hauteur libre du poteau

- Sous sol : $h' = \max\left\{\frac{408}{6}, 35, 35, 60cm\right\} = 68cm$ On prend $h' = 70cm$
- R D C : $h' = \max\left\{\frac{306}{6}, 35, 35, 60cm\right\} = 60cm$ On prend $h' = 60cm$
- Etage courant $h' = \max\left\{\frac{306}{6}, 30, 30, 60cm\right\} = 60cm$ On prend $h' = 60cm$

Chapitre VIII

Ferraillage des voiles

VIII-1) Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) , ainsi sous l'action des sollicitations verticales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales,
- Armatures horizontales ;
- Armatures transversales .

Nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux ;

- Zone I
- Zone II
- Zone III

- Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\begin{array}{l} \text{Selon le BAEL 91} \\ \text{Selon le RPA version 2003} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \\ G + Q + E \\ 0.8 G + E \end{array} \right.$$

VIII-2) Ferrailage des trumeaux :

La méthode utilisée est la méthode de la RDM qui se fait pour une bande largeur (d).

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 :

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &= \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \\ \sigma_{\min} &= \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I} \end{aligned}$$

Avec :

- B : section du béton .
- I : moment d'inertie du trumeau .

$$V \text{ et } V' : \text{ bras de levier } \quad V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$$L_t = L - L_c$$

L_t : longueur tendue

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

a) Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec :

e : épaisseur du voile

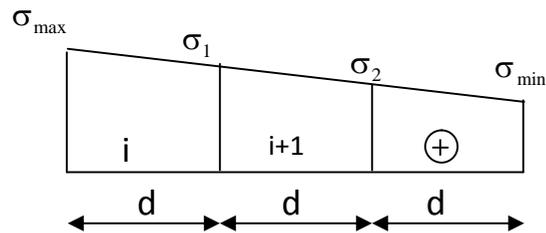


Fig-VIII-1: Diagramme d'une section entièrement comprimée.

b) Section partiellement comprimée :

$$N_i = \frac{\max^+}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{-1}{2} \cdot d \cdot e$$

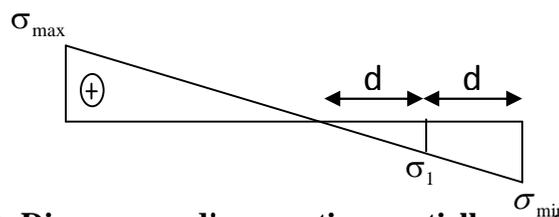


Fig-VIII-2: Diagramme d'une section partiellement comprimée.

c) Section partiellement tendue :

$$N_i = -\frac{\max^+}{2} \cdot d \cdot e$$

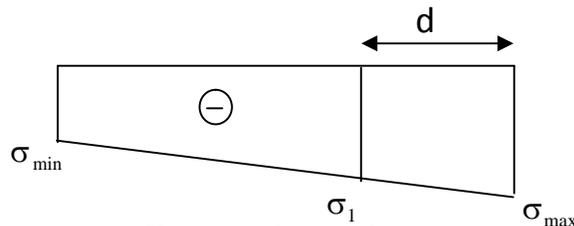


Fig-VIII-3: Diagramme d'une section entièrement tendue.

2-1) Armatures verticales :

a) Section entièrement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile

σ_{s2} : contrainte de l'acier à 0.2 % = 348 MPa

b) Section partiellement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

σ_{s10} : contrainte de l'acier à 0.2 % = 348 MPa

c) Section entièrement tendue :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

σ_{s2} : contrainte de l'acier à 1 % = 348 MPa

2-2) Armatures minimales :

a) Compression du béton :

- $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$ par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures

- $0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$ avec B : section du béton comprimée.

b) Traction simple :

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{c28}}{f_e}$$

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

2-3) Exigences de RPA 2003 :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donnée comme suit :

Globalement dans la section du voile 15 %

En zone courantes 0.10 %

2-3-1) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 .

D'après le BEAL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

2-3-2) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

2-3-3) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1.4 V_u$

V_u : effort tranchant calculée au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

2-3-4) Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$

2-3-5) Espacement :

D'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).

2-3-5) Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

40 pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

20 pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

2-3-6) Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.

2-4) Vérification :

2-4-1) Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère :

$$N_{\text{ser}} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

2-4-2) Vérification de la contrainte de cisaillement :

a) D'après le RPA 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u,calcul}$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

b) D'après le BAEL :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right) ;$$

Pour la fissuration préjudiciable.

2-5) Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage du voile de type I de la zone I (longitudinal) :

$L = 2,45 \text{ m}$, $e = 20 \text{ cm}$

$$\sigma_{\max} = 3717,95 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -9634,4871 \text{ KN} / \text{m}^2$$

⇒ La section est partiellement comprimée.

$L_c = 0,68 \text{ m}$, $L_t = L - L_c = 1,77 \text{ m}$

Le découpage de diagramme est en deux (02) bandes de longueur (d) .

Avec :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{L_t}{2} \right) = 0,89 \text{ m}$$

Soit un tronçon $d = 0,89 \text{ m}$

a) 1^{ier} tronçon :

$$\sigma_1 = (\sigma_{\min}) \frac{d}{L_t} = -4817,24 \text{ Kn} / m^2$$

$$N_i = -\frac{\min}{2} \cdot d \cdot e = 1277,39 \text{ KN}$$

- Armatures verticales :

$$A_{v,1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 36,71 \text{ cm}^2$$

b) 2^{ième} tronçon :

$$N_{i+1} = -\frac{1}{2} \cdot d \cdot e = 425,79 \text{ KN}$$

- Armatures verticales :

$$A_{v,2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = 12,24 \text{ cm}^2$$

- Armatures minimales :

$$A_{\min} = \left(0,2 \% B, \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

telque $B = d \times e$

$$A_{\min} = 7,07 \text{ cm}^2$$

$$A_v = A_{v\max} + \frac{A_{vj}}{4} = 43,27 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 954,95}{40}$$

$$A_{vj} = 26,26 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage calculé sur tout la surface de la bande du voile est $A_v = 43,27 \text{ cm}^2$

Soit :

$$11 \text{ HA16} = 21,67 \text{ cm}^2 / \text{nappe} \quad , S_t = 8 \text{ cm}$$

- Armatures horizontales :

$$\text{D'après le BAEL 91 : } A_H = \frac{A_v}{4} = 5,42 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'après le RPA 2003 : } A_H \geq 0,15\% \cdot B = 4,90 \text{ cm}^2$$

Soit : $8HA10 = 6,28 \text{ cm}^2/\text{nappe}$

- Armature transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

- Vérification des contraintes :

$$\text{BAEL 91 : } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{278,41}{0,2 \times 0,9 \times 3,78} = 0,41 \text{ MPa}$$
$$\tau_u = 0,41 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\text{RPA 2003 : } \tau_b = \frac{1,4 \times V_u}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 278,41}{0,2 \times 0,9 \times 3,78} = 0,57 \text{ MPa}$$
$$\tau_b = 0,57 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

- Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{1457,94}{0,49 \times 10^4 + 15 \times 43,34} = 2,24 \text{ MPa}$$
$$\sigma_b = 2,24 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Ferraillage des voiles (VL1 ;VL2 ;VL6 ;VL7) :

Zone		Zone I	Zone II	Zone II	
caractéristiques géométriques	L (m)	2,45	2,4	2,35	
	e (cm)	0,2	0,2	0,2	
	B (m ²)	0,49	0,48	0,47	
	I (m ⁴)	0,245	0,230	0,216	
Sollicitations de calcul	σ_{max} (KN/m ²)	3717,95	1018,8	465,5	
	σ_{min} (KN/m ²)	-9634,48	-5928,23	-3469,85	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (KN)	278,41	302,57	254,92	
	T (KN)	389,77	423,60	356,89	
	Lc (cm)	0,68	0,35	0,28	
	Lt (cm)	1,77	2,05	2,07	
	d (cm)	0,88	1,02	1,04	
	\square_1 KN/m ²)	-4817,24	-2964,12	-1734,93	
Ferraillage des voiles	N (KN)	N ₁	1277,39	910,59	539,22
		N ₂	425,797	303,530	179,740
	A _v (cm ²)	A'1 (cm ²)	36,71	26,17	15,49
		A'2 (cm ²)	12,24	8,72	5,16
		Avj (cm ²)	10,72	11,65	9,81
		A1 = A'1+Avj/4	39,39	29,08	17,95
		A2 = A'2+Avj/4	22,08	15,99	9,65
	Amin (cm ²)	7,07	8,19	8,29	
	A calculé (cm ²)	43,27	33,16	21,26	
	A adoptée/nappe (cm ²)	21,67	16,59	11,31	
	Choix des barres /nappe	11HA16	11HA14	10HA12	
	S _t (cm)	8	9	10	
	A _H /nappe (cm ²)	5,42	4,15	2,83	
	Choix des barres /nappe	8HA10	6HA10	4HA10	
A _t (cm ²)	4 épingle de HA8 / m ²				
vérification des contraintes	Potelets		4HA16 + cadre HA8, St=10cm	4HA14 + cadre HA8, St=10cm	4HA12 + cadre HA8, St=10cm
	Cisaillement	tb [MPa]	0,41	0,61	0,51
		tu [MPa]	0,57	0,85	0,72
	ELS	sbc[MPa]	2,24	2,48	2,31

Ferrailage des voiles (VL3 ;VL4) :

Zone		Zone I	Zone II	Zone II	
caractéristiques géométriques	L (m)	3,7	3,6	3,5	
	e (cm)	0,2	0,2	0,2	
	B (m ²)	0,74	0,72	0,7	
	I (m ⁴)	0,844	0,778	0,715	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} (KN/m ²)	3176,52	1091,75	877,91	
	σ_{\min} (KN/m ²)	-13207,09	-9789,94	-8072,54	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (KN)	362,49	304,2	292,04	
	T (KN)	507,49	425,88	408,86	
	Lc (cm)	0,72	0,36	0,34	
	Lt (cm)	2,98	3,24	3,16	
	d (cm)	0,99	1,08	1,05	
	σ_1 (KN/m ²)	-8848,75	-6559,26	-5408,60	
	σ_2 (KN/m ²)	-4358,34	-3230,68	-2663,94	
Ferrailage des voiles	N (KN)	N ₁	1425,33	1147,29	922,05
		N ₂	1313,062	1056,927	849,420
		N ₃	433,310	348,786	280,309
	A _v (cm ²)	A'1 (cm ²)	40,96	32,97	26,50
		A'2 (cm ²)	37,73	30,37	24,41
		Avj (cm ²)	13,96	11,71	11,24
		A ₁ = A'1+Avj/4	44,45	35,90	29,31
		A ₂ = A'2+Avj/4	48,84	39,35	31,74
	Amin (cm ²)		11,93	12,96	12,63
	A calculé (cm ²)		48,84	39,35	31,74
	A adoptée/nappe (cm ²)		28,1	22,11	20,1
	Choix des barres /nappe		14HA16	11HA16	10HA16
	S _t (cm)		7	10	13
	A _H /nappe (cm ²)		7,03	5,53	5,03
	Choix des barres /nappe		9HA10	5HA10	5HA10
A _t (cm ²)		4 épingle de HA8 / m ²			
vérification des contraintes	Potelets		4HA16 + cadre HA8, St=10cm	4HA16 + cadre HA8, St=10cm	4HA16 + cadre HA8, St=10cm
	Cisaillement	tb [MPa]	0,75	0,86	0,82
		tu [MPa]	1,04	1,20	1,15
ELS	sbc[MPa]	4,39	4,70	3,23	

Ferrailage des voiles (VL5) :

Zone		Zone I	Zone II	Zone II	
caractéristiques géométriques	L (m)	1,7	1,7	1,7	
	e (cm)	0,2	0,2	0,2	
	B (m ²)	0,34	0,34	0,34	
	I (m ⁴)	0,082	0,082	0,082	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} (KN/m ²)	2513,99	1059,46	127,48	
	σ_{\min} (KN/m ²)	-7365,1	-5072,86	-2711,61	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (KN)	217,27	234,1	169,46	
	T (KN)	304,18	327,74	237,24	
	L _c (cm)	0,43	0,29	0,08	
	L _t (cm)	1,27	1,41	1,62	
	d (cm)	0,63	0,70	0,81	
	σ_1 (KN/m ²)	-3682,55	-2536,43	-1355,81	
Ferrailage des voiles	N (KN)	N ₁	700,08	535,05	330,21
		N ₂	233,362	178,349	110,069
	A _v (cm ²)	A'1 (cm ²)	20,12	15,37	9,49
		A'2 (cm ²)	6,71	5,12	3,16
		Avj (cm ²)	8,36	9,01	6,52
		A ₁ = A'1+Avj/4	22,21	17,63	11,12
		A ₂ = A'2+Avj/4	12,26	9,53	5,94
	A _{min} (cm ²)	5,07	5,63	6,49	
	A calculé (cm ²)	22,21	17,63	11,12	
	A adoptée/nappe (cm ²)	12,31	10,18	6,78	
	Choix des barres /nappe	8HA14	9HA12	6HA12	
	S _t (cm)	8	8	13	
	A _H /nappe (cm ²)	3,08	2,55	1,70	
	Choix des barres /nappe	4HA10	4HA10	4HA10	
A _t (cm ²)	4 épingle de HA8 / m ²				
vérification des contraintes	Potelets		4HA14 + cadre HA8, St=10cm	4HA12 + cadre HA8, St=10cm	4HA12 + cadre HA8, St=10cm
	Cisaillement	tb [MPa]	0,45	0,66	0,48
		tu [MPa]	0,63	0,92	0,67
	ELS	sbc[MPa]	2,17	2,20	2,10

Ferraillage des voiles (VT1 ;VT2 ;VT7 ;VT8) :

Zone		Zone I	Zone II	Zone II	
caractéristiques géométriques	L (m)	3,4	3,3	3,2	
	e (cm)	0,2	0,2	0,2	
	B (m ²)	0,68	0,66	0,64	
	I (m ⁴)	0,655	0,599	0,546	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} (KN/m ²)	6583,47	4980,54	3844,23	
	σ_{\min} (KN/m ²)	-10233,65	-7509,32	-4958,01	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (KN)	262,19	266,87	201,35	
	T (KN)	367,07	373,62	281,89	
	Lc (cm)	1,33	1,32	1,40	
	Lt (cm)	2,07	1,98	1,80	
	d (cm)	1,03	0,99	0,90	
	σ_1 (KN/m ²)	-5116,83	-3754,66	-2479,01	
Ferraillage des voiles	N (KN)	N ₁	1588,00	1117,43	670,24
		N ₂	529,332	372,475	223,415
	A _v (cm ²)	A'1 (cm ²)	45,63	32,11	19,26
		A'2 (cm ²)	15,21	10,70	6,42
		Avj (cm ²)	10,09	10,27	7,75
		A ₁ = A'1+Avj/4	48,16	34,68	21,20
		A ₂ = A'2+Avj/4	27,25	19,37	11,72
	Amin (cm ²)	8,28	7,94	7,21	
	A calculé (cm ²)	48,16	34,68	21,20	
	A adoptée/nappe (cm ²)	28,14	21,54	13,57	
	Choix des barres /nappe	14HA16	14HA14	12HA12	
	S _t (cm)	8	8	8	
	A _H /nappe (cm ²)	7,04	5,39	3,39	
	Choix des barres /nappe	9HA10	7HA10	5HA10	
A _t (cm ²)	4 épingle de HA8 / m ²				
vérification des contraintes	Potelets		4HA16 + cadre HA8, St=10cm	4HA14 + cadre HA8, St=10cm	4HA12 + cadre HA8, St=10cm
	Cisaillement	tb [MPa]	0,54	0,75	0,57
		tu [MPa]	0,76	1,05	0,79
	ELS	sbc[MPa]	2,56	2,84	2,88

Ferraillage des voiles (VT3 ;VT4) :

Zone		Zone I	Zone II	Zone II	
caractéristiques géométriques	L (m)	5,2	5,2	5,2	
	e (cm)	0,2	0,2	0,2	
	B (m ²)	1,04	1,04	1,04	
	I (m ⁴)	2,343	2,343	2,343	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} (KN/m ²)	4545,54	3667,81	2709,97	
	σ_{\min} (KN/m ²)	-11417,5	-9179,54	-6235,85	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (KN)	182,62	287,31	254,37	
	T (KN)	255,67	402,23	356,12	
	Lc (cm)	1,48	1,48	1,58	
	Lt (cm)	3,72	3,72	3,62	
	d (cm)	0,93	0,93	0,91	
	σ_1 (KN/m ²)	-8563,13	-6884,66	-4676,89	
	σ_2 (KN/m ²)	-5708,75	-4589,77	-3117,93	
	σ_3 (KN/m ²)	-2854,38	-2294,89	-1558,96	
	Ferraillage des voiles	N (KN)	N ₁	1300,49	1044,50
N ₂			928,919	746,070	494,450
N ₃			796,22	639,49	423,81
N ₄			265,405	213,163	141,271
A _v (cm ²)		A'1 (cm ²)	37,37	30,01	19,89
		A'2 (cm ²)	26,69	21,44	14,21
		Avj (cm ²)	7,03	11,06	9,79
		A1 = A'1+Avj/4	39,13	32,78	22,34
		A2 = A'2+Avj/4	36,48	29,63	19,79
Amin (cm ²)		14,88	14,86	14,50	
A calculé (cm ²)		39,13	32,78	22,34	
A adoptée/nappe (cm ²)		24,12	24,12	18,09	
Choix des barres /nappe		12HA16	12HA16	9HA16	
S _t (cm)		8	8	10	
A _H /nappe (cm ²)		6,03	6,03	4,52	
Choix des barres /nappe		6HA10	6HA10	4HA10	
A _t (cm ²)		4 épingle de HA8 / m ²			
vérification des contraintes	Potelets		4HA16 + cadre HA8, St=10cm	4HA16 + cadre HA8, St=10cm	4HA16 + cadre HA8, St=10cm
	Cisaillement	tb [MPa]	0,38	0,81	0,72
		tu [MPa]	0,53	1,13	1,00
	ELS	sbc[MPa]	2,22	1,84	1,56

Ferraillage des voiles (VT5 ;VT6) :

Zone		Zone I	Zone II	Zone II	
caractéristiques géométriques	L (m)	3	3	3	
	e (cm)	0,2	0,2	0,2	
	B (m ²)	0,6	0,6	0,6	
	I (m ⁴)	0,450	0,450	0,450	
Sollicitations de calcul	σ_{max} (KN/m ²)	4051,85	4010,07	3945,54	
	σ_{min} (KN/m ²)	-8550,19	-6685,79	-6083,91	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (KN)	182,62	287,31	254,37	
	T (KN)	255,67	402,23	356,12	
	Lc (cm)	0,96	1,12	1,18	
	Lt (cm)	2,04	1,88	1,82	
	d (cm)	1,02	0,94	0,91	
	σ_1 (KN/m ²)	-4275,10	-3342,90	-3041,96	
Ferraillage des voiles	N (KN)	N ₁	1305,25	940,31	830,37
		N ₂	435,083	313,438	276,790
	A _v (cm ²)	A'1 (cm ²)	37,51	27,02	23,86
		A'2 (cm ²)	12,50	9,01	7,95
		Avj (cm ²)	7,03	11,06	9,79
		A ₁ = A'1+Avj/4	39,26	29,79	26,31
		A ₂ = A'2+Avj/4	22,32	16,45	14,53
	Amin (cm ²)	8,14	7,50	7,28	
	A calculé (cm ²)	39,26	29,79	26,31	
	A adoptée/nappe (cm ²)	21,11	18,09	16,93	
	Choix des barres /nappe	11HA16	9HA16	11HA14	
	S _t (cm)	9	10	8	
	A _H /nappe (cm ²)	5,28	4,52	4,23	
	Choix des barres /nappe	7HA10	6HA10	6HA10	
A _t (cm ²)	4 épingle de HA8 / m ²				
vérification des contraintes	Potelets		4HA16 + cadre HA8, St=10cm	4HA16 + cadre HA8, St=10cm	4HA14 + cadre HA8, St=10cm
	Cisaillement	tb [MPa]	0,38	0,81	0,72
		tu [MPa]	0,53	1,13	1,00
	ELS	sbc[MPa]	1,75	2,46	1,66

VIII-3) Étude des linteaux :

Les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux d'un même voile, ils sont assimilés à des poutres encastées à leur extrémité et sont calculés en flexion simple, dans ce cas les résultats sont donnés directement dans le fichier résultat.

3-1) Détermination des sollicitations :

Dans notre cas ils sont donnés dans le fichier résultat

Méthode de calcul :

3-1-1) Contraintes limites de cisaillement :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u,calcul}$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

3-1-2) Ferrailage des linteaux :

Premier cas :

$$\tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28}$$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M , V) il devra disposer :

Des aciers longitudinaux de flexion $\Rightarrow A_l$

Des aciers transversaux $\Rightarrow A_t$

Des aciers en partie courants (de peau) $\Rightarrow A_c$

Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux supérieurs et inférieurs sont calculés par la formule suivante :

$$A_l \geq \frac{M}{z \cdot f_e}$$

Avec :

$$z = h - 2d$$

h : est la hauteur totale du linteau

d : est l'enrobage .

M : moment dû à l'effort tranchant ($V = 1.4 \cdot V_u$)

Aciers transversaux :

- Premier sous cas : linteaux longs ($\lambda_s = \frac{l}{h} > 1$)

Avec :
$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V}$$

S_t : espacement des cours d'armatures transversales

A_t : section d'un cours d'armatures transversales

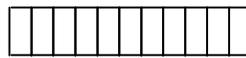
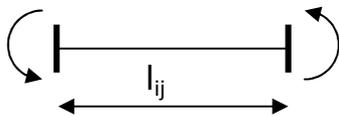
- Deuxième sous cas : linteaux courts ($\lambda_s = \frac{l}{h} \leq 1$)

Avec :
$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V + A_t \cdot f_e} \quad \text{et} \quad V = \min(V_1 ; V_2)$$

Ou :
$$V_1 = 2 \cdot V_{u \text{ calcul}} \quad V_2 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

M_{ci} et M_{cj} : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} sont calculés par :

$$M_c = A_t \cdot f_e \cdot z$$



Effort tranchant :

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l}$$



Moment fléchissant

- Deuxième cas :

$$\tau_b \geq 0.06 \cdot f_{c28}$$

Dans ce cas, il y'a lieu de disposer les ferrillages longitudinaux (supérieures et inférieures), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M ; N) sont repris suivant des bielles diagonales (de traction et de compression) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_d a disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_d = \frac{V}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

Avec :

$$\text{tg} \alpha = \frac{h - 2d}{l} \quad V = V_{\text{calcul}} \text{ (sans majoration).}$$

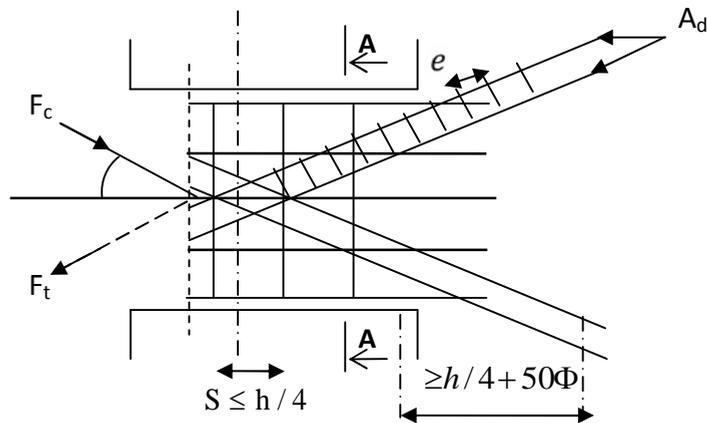


Fig-VIII-4 : Schéma de ferrailage de linteau.

Coupe A-A

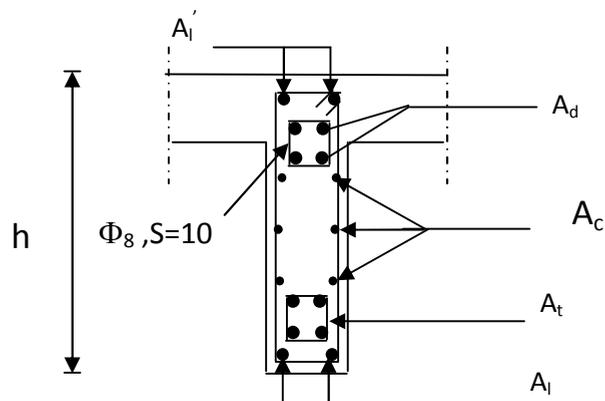


Fig-VIII-5 : Schéma de ferrailage de linteau (coupe A-A).

3-1-3) Ferrailage minimal :

-Armatures longitudinales : $A_l, A_l' \geq 0.15\% \cdot b \cdot h$

-Armatures transversales :

$$A_t \geq 0.15\% \cdot b \cdot S_t \quad \text{Si } \tau_b \leq 0.025 \cdot f_{c28}$$

$$A_t \geq 0.25\% \cdot b \cdot S_t \quad \text{Si } \tau_b > 0.025 \cdot f_{c28}$$

-Armatures de peau : $A_c \geq 0.20\% \cdot b \cdot h$

-Armatures de diagonales :

$$\begin{array}{ll} A_d \geq 0.15\% \cdot b \cdot h & \text{Si } \tau_b > 0.06 \cdot f_{c28} \\ A_d = 0 & \text{Si } \tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28} \end{array}$$

REMARQUE :

Dans notre structure, les voiles ne contiennent pas des linteaux .

Chapitre IX

Etude de l'infrastructure

IX- Etude de l'infrastructure

IX-1- Introduction :

Les fondations sont les éléments de transition des charges entre les éléments porteurs de la structure et le sol. Cette transmission de charges au sol se fait, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres éléments (puits, pieux).

Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

1. reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
2. Transmettre ces charges et surcharges au sol dans des bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

➤ Type de fondation :

a. Fondations superficielles :

En général on dit qu'une fondation est superficielle lorsque sa plus petite dimension est plus grande que la profondeur minimale de son niveau, le rapport de ces dimensions doit

vérifier l'inégalité suivante : $\frac{\text{profondeur}}{\text{largeur}} < 4$

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante, lorsque les couches de terrain sont capables de supporter l'ouvrage. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol ; c'est le cas des semelles filantes et les radiers.

Elles sont utilisées généralement

b. Fondations profondes :

Ce type de fondation est généralement utilisé dans les cas des mauvais sols et qui ont une faible capacité portante, ou lorsque le bon sol est assez profond (> 2m) .Il s'agit de fondations sur puits ou sur pieux.

Les fondations sur pieux peuvent être préfabriquées ou forcées et coulées sur place. Les puits remplis de gros béton se distinguent des pieux forcés par leur plus grand diamètre (1m et plus).

Ainsi, suivant la profondeur de bon sol, on procède à la mise en place des fondations suivantes :

[0,8 ; 1,5] m : fondations superficielles.

[1,5 ; 5] m : fondations profondes sur puits.

> 5 m : fondations profondes sur pieux.

IX-2- Etude du sol :

Le choix de types de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude nous ont donné une contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$.

L'absence de nappe phréatique, donc il n'y a pas de risque de la remontée des eaux.

IX-3- Choix du type des fondations :

Le type de fondation à adopter est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- ☞ La résistance du sol,
- ☞ La profondeur des bonnes couches du sol,
- ☞ Le tassement du sol,
- ☞ Le mode de construction de la structure.

En tenant compte des critères cités ci-dessus, Le choix se fera en premier lieu pour des semelles filantes, mais lorsque la surface occupée par celle-ci est supérieure à 50 % de la surface totale de la structure ($S_{semelle} > 50 S_{structure}$) le choix se portera sur un radier général.

IX-4- Semelles filantes sous voiles et sous poteaux :

IX-4- 1) Semelles filantes sous voiles :

❖ Etape de calcul

Le dimensionnement se fera à L'ELS avec la combinaison de charges suivante :

$$N_s = G + Q \quad ; \quad \frac{N_s}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

G et Q : Charge et surcharge à la base de voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

B : largeur de la semelle sous voile considéré.

L : longueur de la semelle sous voile considéré.

$$B \frac{G + Q}{L \cdot \sigma_{sol}}$$

Les charges permanentes et les charges d'exploitation revenant à chaque voile à sa base sont celles obtenues par la descente de charges (charges et surcharges cumulées au RDC).

On aura ainsi les résultats de dimensionnement des semelles filantes sous voiles résumés dans les tableaux suivant :

Surface des semelles filantes sous voiles :

Voiles	Ns = G+Q	S = N/
VT1	2947,46	14,74
VT2	2947,46	14,74
VT3	2284,92	11,42
VT4	2284,92	11,42
VT5	2000,85	10,00
VT6	2000,85	10,00
VT7	2947,46	14,74
VT8	2947,46	14,74
VL1	2610,66	13,05
VL2	2610,66	13,05
VL3	3707,15	18,54
VL4	3707,15	18,54
VL5	2750,41	13,75
VL6	2610,66	13,05
VL7	2610,66	13,05
		204,84

St sous voiles = 204,84 m²

IX-4-2) Semelles filantes sous poteaux :

❖ **Etape de calcul :**

- ☞ Déterminer la résultante des charges $R = \sum N_i$
- ☞ Déterminer les coordonnées de la résultante R ; $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$
- ☞ Déterminer la distribution par mètre linéaire de la semelle.

Si $e > \frac{B}{6}$ Répartition triangulaire.

Si $e \leq \frac{B}{6}$ Répartition trapézoïdale.

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right)$$

Exemple de calcul :

1- Détermination de la charge totale transmise par les poteaux

$$\sum N_s = 5763,97 \text{ KN}$$

2- Coordonnées de la résultante des forces par rapport au C.D.G de la semelle

$$e = \frac{\sum (N_s e_i) + \sum M_i}{\sum N_s} \quad e = 0$$

3-Distribution de la réaction par mètre linéaire

$$e = 0 < \frac{L}{6} = \frac{17,3}{6} = 2,88 \text{ m}$$

\Rightarrow Répartition trapézoïdale

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{5763,97}{17,3} = 333,17 \text{ KN/m}$$

4- détermination de la longueur de la semelle

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{333,17}{200} = 1,66 \text{ m} \quad \Rightarrow B = 1,70 \text{ m}$$

$$S = B \times L = 1,7 \times 17,33 = 29,41 \text{ m}^2$$

$$S_s = 29,41 \times 4 = 117,64 \text{ m}^2$$

$$S_T = 117,64 + 204,84 = 322,48 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 29,6 \times 17,3 = 512,08 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est de :

$$\frac{S_{semelles}}{S_{batiment}} = \frac{322,48}{512,08} = 0,62$$

☞ **Conclusion** : les semelles sont de largeurs importantes, impliquant le chevauchement entre elles, en occupant presque la totalité de l'assise du bâtiment. Pour cela, on se ramène au choix du radier général nervuré.

IX-5- Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminué du poids propre du radier. Il est :

- Rigide dans son plan horizontal,
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol,
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels,

- Facilité de coffrage et le ferrailage ;
- Rapidité d'exécution.

IX-5-1) Pré dimensionnement du radier :

a) selon la condition minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} = 25\text{cm}$).

b) Selon la condition forfaitaire :

❖ La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

L_{\max} : l'entraxe maximal des poteaux.

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{Avec une hauteur minimale de 25 cm}$$

$$h \geq \frac{4,25}{20} = 21,125 \text{ cm} \quad ; \text{ Soit } h_t = 25 \text{ cm}$$

❖ La nervure :

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h \geq \frac{425}{10} = 42,5 \text{ cm}$$

c)- Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Avec :

L_e : longueur élastique.

E : module élastique, $E = 32164,20 \text{ MPa}$.

b : largeur du radier présentant une bande de 1 m.

I : inertie de la section du radier, $I = bh^3/12$.

K : coefficient de raideur du sol. $K = 40 \text{ MPa}$ (pour un sol moyen).

L_{\max} : distance maximale entre nus des nervures ; $L_{\max} = 4,25 \text{ m}$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max} \quad , \text{ avec } I = \frac{bh^3}{12}$$

$$\Rightarrow h = 3 \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left[\frac{2 \cdot L_{\max}}{\pi} \right]^4} = 3 \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{32164,2} \left[\frac{2 \times 4,25}{3,14} \right]^4} = 0,76 \text{ m}$$

$$\Rightarrow h = 0,76 \text{ m}$$

On prend $h = 120 \text{ cm}$

Remarque :

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$h = 80 \text{ cm}$ Nervure

$h = 40 \text{ cm}$ Dalle

IX-5-2) Détermination des efforts :

On prend comme surface de radier celle de bâtiment.

5.2.1- Charge permanente :

- Poids du bâtiment : $G_{bat} = 52608,1 \text{ KN}$

- Poids du radier : $G_{rad} = 512,08 \times 0,40 \times 25 + (1,20 - 0,40) \times 0,35 \times 25 \times 173$

$$G_{rad} = 6331,8 \text{ KN}$$

- Poids TVO : $(1,20 - 0,40) \times (512,08 - 0,35 \times 173) \times 17 = 6140,80 \text{ KN}$

- Poids de la dalle flottante : $(512,08 - 0,35 \times 173) \times 0,1 \times 25 = 1128,82 \text{ KN}$

☞ Poids total: $G_{tot} = 66209,52 \text{ KN}$

5.2.2- Charges d'exploitations :

- Surcharge du bâtiment : $Q_{bat} = 7124,55 \text{ KN}$

- Surcharge du radier : $Q_{rad} = 5 \times 512,08 = 2560,4 \text{ KN}$

- la surcharge totale : $Q = Q_{bat} + Q_{rad} \Rightarrow Q_{tot} = 9684,95 \text{ KN}$

5.2.3- Combinaisons d'actions :

✓ **ELU** : $N_u = 1,35G + 1,5Q = 103910,28 \text{ KN}$

✓ **ELS** : $N_s = G + Q = 75894,47 \text{ KN}$

Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU: } S_{radier} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{103910,28}{1,33 \times 200} = 390,64 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{radier} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{75894,47}{200} = 379,47 \text{ m}^2$$

La surface nécessaire du radier est : $S_{nrad} = \max(390,64 ; 379,47)$

$$\Rightarrow S_{bat} = 512,08 \text{ m}^2 > S_{nrad} = 390,47 \text{ m}^2$$

Calcul des débords : le BAEL, nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30cm\right) = \max\left(\frac{120}{2}; 30cm\right) = 60cm$$

Soit un débord de 50 cm dans les 4 sens de bâtiment.

$$\Rightarrow S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} + S_{\text{debord}} = 512,08 + 56,28 = 568,36 \text{ m}^2$$

IX-5-3) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Sollicitation totale :

$$\checkmark \quad \text{ELU} : N_{u_{\text{tot}}} = N_u + N_{u_{\text{deb}}} = 105092,16 \text{ KN}$$

$$\checkmark \quad \text{ELS} : N_{s_{\text{tot}}} = N_s + N_{s_{\text{deb}}} = 76738,67 \text{ KN}$$

$$\text{IL faut que: } \tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b d}$$

Avec :

$$b = 1 \text{ m} ; d = 0,9 \times h_d = 0,9 \times 0,40 = 0,36 \text{ m.}$$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u b L_{\text{max}}}{2 S_{\text{rad}}} = \frac{105092,16 \times 1 \times 4,25}{2 \times 568,36} = 392,92 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b d} = \frac{392,92}{1 \times 0,36} \times 10^{-3} = 1,09 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,09 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} : \text{Donc la condition est vérifiée}$$

IX-5-4) Vérification de la stabilité du radier :

a)- Calcul du centre de gravité du radier:

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 15,4 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 9,25 \text{ m}$$

b)- Moment d'inertie :

$$I_{XX} = \sum [I_x + S_i (Y_i - Y_G)^2] = 16251,17 \text{ m}^4$$

$$I_{YY} = \sum [I_y + S_i (X_i - X_G)^2] = 45044,58 \text{ m}^4$$

c)- La stabilité du radier :

Elle consiste à vérifier la contrainte 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 : $M = M_0 + \tau_0 h$

Avec : M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment ;

τ_0 : effort tranchant à la base du bâtiment ;

h : profondeur de l'infrastructure

I_X, I_Y : moments d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

Le diagramme trapézoïdal nous donne :

$$\sigma_M = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\checkmark \text{ ELU : } \sigma_M = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{sol}$$

$$\checkmark \text{ ELS : } \sigma_M = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

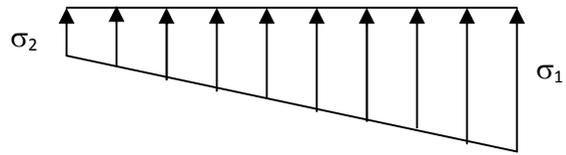


Fig IX-1: Diagramme des contraintes.

➤ Sens longitudinal :

$$M_X = 54323,14 + 2242,21 \times 1,20 = 57013,79 \text{ KN.m}$$

✓ ELU :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_U}{S_{rad}} \pm \frac{M_X}{I_{YY}} X_G = \frac{105092,16}{568,36} \pm \frac{57013,79}{45044,58} \times 15,4$$

$$\sigma_1 = 204,39 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 165,41 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 194,64 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$$

condition vérifiée.

✓ ELS :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_X}{I_{YY}} X_G = \frac{76738,67}{568,36} \pm \frac{57013,79}{45044,58} \times 15,4$$

$$\sigma_1 = 154,51 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 115,53 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 144,76 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

condition vérifiée.

➤ Sens transversal :

$$M_Y = 54318,89 + 2142,36 \times 1,20 = 56889,72 \text{ KN}$$

✓ ELU :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_U}{S_{rad}} \pm \frac{M_Y}{I_{XX}} Y_G = \frac{105092,16}{568,36} \pm \frac{56889,72}{1625117} \times 9,25$$

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= 217,28 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 &= 152,52 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_M &= 201,09 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{\text{sol}} = 266 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

condition vérifiée.

✓ **ELS :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_y}{I_{XX}} X_G = \frac{76738,67}{568,36} \pm \frac{56889,72}{1625117} \times 9,25$$

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= 167,40 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 &= 102,63 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_M &= 151,20 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

condition vérifiée.

IX-5.5) Vérification au poinçonnement :

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si la condition suivante est vérifiée :

$$N_u \leq 0,045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}$$

μ_c : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

h : Hauteur de la nervure

N_u : Charge de calcul vis à vis de l'E.L.U

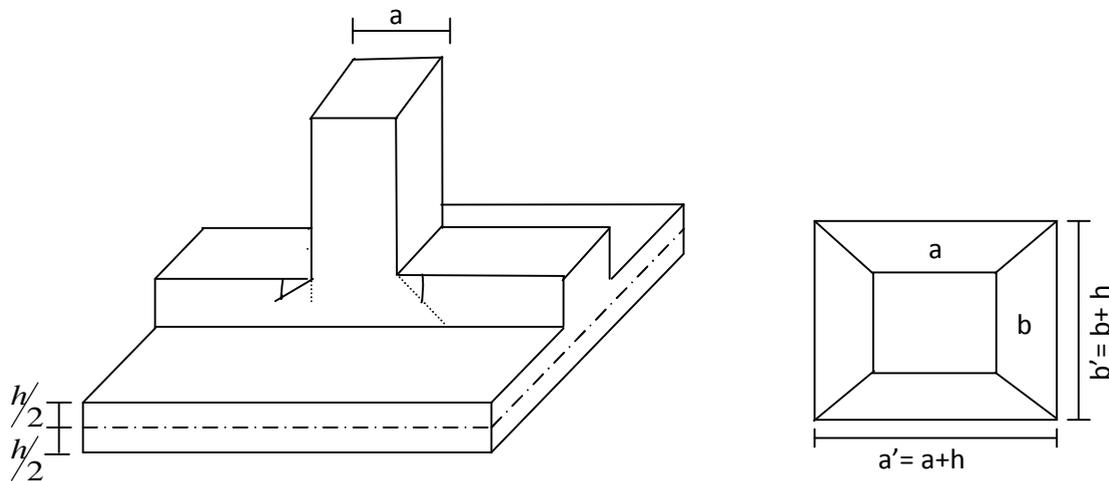


Fig IX-2: Périmètre utile des voiles et des poteaux.

a)- La vérification pour le poteau le plus sollicité :

$$N_u = 1056,34 \text{ KN}$$

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \cdot (0,35 + 0,35 + 2 \cdot 1,2) = 6,2 \text{ m}$$

$$N_u < 0,045 \times 6,2 \times 1,2 \times 25000 = 8370 \text{ KN}$$

$$N_u = 1056,34 \text{ KN} \leq 0,045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} = 8370 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

b)- La vérification pour le voile le plus sollicité (VL3 et VL4) :

$$N_u = 5467,31 \text{ KN}$$

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \cdot (0,2 + 3,4 + 2 \cdot 1,2) = 6 \text{ m}$$

$$N_u < 0,045 \times 6 \times 1,2 \times 25000 = 8100 \text{ KN}$$

$$N_U = 5467,31 \text{ KN} \leq 0,045 \mu_c h f_{c28} = 8100 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

IX-5-6) Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91, le radier sera étudié comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appui sur les voiles et les poteaux.

5.6.1- Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis :

On distingue deux cas :

✓ **1^{er} cas :**

Si $\alpha < 0.4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0.$$

✓ **2^{eme} cas:**

Si $0,4 \leq \alpha \leq 1$: les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée $L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2.$

Dans le sens de la grande portée $L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}.$

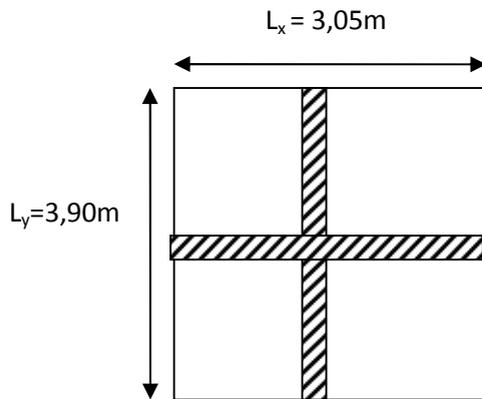
Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ avec ($L_x < L_y$).

5.6.1.1- Identification du panneau le plus sollicité :

On distingue 45 panneaux de dalle appuis sur 4 cotés. On choisira le panneau le plus défavorable.

5.6.1.2- Ferrailage du panneau :



$$\rho = \frac{l_x}{l_y} : \quad \text{Avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} l_y : \text{la grande portée du panneau} \\ l_x : \text{La petite portée du panneau} \\ l_x \leq l_y \\ \mu_x = 0,0587 \\ \mu_y = 0,559 \end{array} \right.$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,05}{3,95} = 0,78 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0587 \\ \mu_y = 0,559 \end{array} \right.$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux (02) sens.

Pour le calcul de ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_M^{\max} la contrainte due au poids propre de radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

✓ **ELU**

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 201,09 - \frac{13601,42}{568,36} = 177,15 \text{ KN/m}^2$$

✓ **ELS:**

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 151,20 - \frac{13601,42}{568,36} = 127,26 \text{ KN/m}^2$$

5.6.1.3-Calcul à l'ELU :

a)- Evaluation des moments M_x, M_y :

$$M_x = \mu_x \times q_x \times L_x^2 = 0,0587 \times 17715 \times 3,05^2 = 96,73 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0,595 \times 96,73 = 57,55 \text{ KN.m}$$

Remarque : Pour tenir compte de l'encastrement partiel de la dalle au niveau des appuis

(nervures), les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de :

0,3 moment sur appui de rive ;

0,5 moment sur appui intermédiaire ;

0,85 moment en travées.

b)- Les moments aux appuis :

❖ Petite portée

$$M_{ua}^x = (-0.5) \times M_x = (-0.5) \times 96,73 = -48,36 \text{ KNm}$$

❖ Grande portée

$$M_{ua}^y = (-0.5) \times M_y = (-0.5) \times 57,55 = -28,77 \text{ KNm}$$

c)- Les moments en travées :

❖ Petite portée

$$M_{ut}^x = (0.85) \times M_x = (0.85) \times 96,73 = 82,22 \text{ KNm}$$

❖ Grande portée

$$M_{ut}^y = (0.85) \times M_y = (0.85) \times 57,55 = 48,92 \text{ KNm}$$

5.6.1.4- Calcul des armatures :

a)- Sens de la petite portée (X-X) :

✓ En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}^x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{82,22 \times 10^3}{100 \times (37)^2 \times 14,2} = 0,042 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,042 \rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}^x}{\beta_u d \sigma_{st}} = \frac{82,22 \times 10^3}{0,978 \times 37 \times 348} = 6,53 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit 5HA14/ml = 7,69 cm² avec un espacement de 20 cm

✓ **Aux appuis :**

Le signe (-) désigne que la fibre supérieure est tendue.

$$\mu_u = \frac{M_{ua}^x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{48,36 \times 10^3}{100 \times (37)^2 \times 14,2} = 0,026 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,026 \rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}^x}{\beta_u d \sigma_{st}} = \frac{48,36 \times 10^3}{0,987 \times 37 \times 348} = 3,81 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit 5HA12/ml = 5,65 cm² avec un espacement de 20 cm

b)- Sens de la grande portée (Y-Y) :

✓ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}^y}{bd^2 f_{bu}} = \frac{48,92 \times 10^3}{100 \times (37)^2 \times 14,2} = 0,026 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,026 \rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}^y}{\beta_u d \sigma_{st}} = \frac{48,92 \times 10^3}{0,988 \times 37 \times 348} = 3,84 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit 4HA12/ml = 4,52 cm² avec un espacement de 25 cm

✓ **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}^y}{bd^2 f_{bu}} = \frac{28,77 \times 10^3}{100 \times (37)^2 \times 14,2} = 0,014 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

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

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}^y}{\beta_u d \sigma_{st}} = \frac{28,92 \times 10^3}{0,993 \times 37 \times 348} = 2,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit 4HA12/ml = 4,52 cm² avec un espacement de 25 cm

5.6.1.5-Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} ;$$

Avec :

$\rho_0 = 0,8\%$ pour les HA FeE400.

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 40 \times \frac{3 - 0,78}{2} = 3,55 \text{ cm}^2 .$$

✓ **En travée :**

$$A_{\text{ut}}^x = 7,67 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,55 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{ut}}^y = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,55 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Aux appuis :**

$$A_{\text{ua}}^x = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,55 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{ua}}^y = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,55 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

5.6.1.6-Calcul à L'ELS:

a)- Evaluation des moments M_x, M_y :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,05}{3,90} = 0,78 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0652 \\ \mu_y = 0,683 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times L_x^2 .$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x .$$

$$q_s = 140,73 \text{ KN/m}^2$$

On obtient: $M_x = 0,0652 \times 127,26 \times (3,05)^2 = 77,18 \text{ KN.m}$

$$M_y = 0,683 \times 77,18 = 52,72 \text{ KN .m}$$

✓ **Moments aux appuis :**

$$M_{sa}^x = (-0,5) \times M_x = (-0,5) \times 77,18 = -38,59 \text{ KNm}$$

$$M_{sa}^y = (-0,5) \times M_y = (-0,5) \times 52,72 = -26,36 \text{ KNm}$$

✓ **Moment en travées :**

$$M_{ut}^x = (0,85) \times M_x = (0,85) \times 77,18 = 65,60 \text{ KNm}$$

$$M_{ut}^y = (0,85) \times M_y = (0,85) \times 52,72 = 44,81 \text{ KN.m}$$

b)- Vérification des contraintes dans le béton :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

☞ Sens de la petite portée (X-X):

✓ Aux appuis :

$$\gamma = \frac{48,36}{38,59} = 1,25$$

$$\mu = 0,026 \Rightarrow \alpha = 0,033$$

$$\alpha = 0,033 < \frac{1,25 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,37 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ En travée :

$$\gamma = \frac{82,22}{65,6} = 1,25$$

$$\mu = 0,042 \Rightarrow \alpha = 0,0536$$

$$\alpha = 0,0536 < \frac{1,25 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,37 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

☞ Sens de la grande portée (y-y):

✓ Aux appuis :

$$\gamma = \frac{28,77}{26,36} = 1,09$$

$$\mu = 0,014 \Rightarrow \alpha = 0,0176$$

$$\alpha = 0,0176 < \frac{1,09 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,3 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ En travée :

$$\gamma = \frac{48,92}{44,81} = 1,09$$

$$\mu = 0,024 \Rightarrow \alpha = 0,0304$$

$$\alpha = 0,0304 < \frac{1,09 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,3 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des contraintes dans le béton à l'ELS.

5.6.1.7-Vérification de l'espacement des barres :

Lorsque la fissuration est préjudiciable, l'écartement max des armatures d'une nappe est donnée par (A.8.2, 42/BAEL91 modifiées 99).

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

5.6.1.8-Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$V_u = \frac{q_u L_y}{2} = \frac{177,15 \times 3,95}{2} = 349,87 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{349,87 \times 10^{-3}}{1 \times 0,37} = 0,95 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{1,5}; 4 \text{MPa} \right\} = 2,5 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,95 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \Rightarrow OK$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

IX-5-7) Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console (console courte) soumise à une charge uniformément répartie ; le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

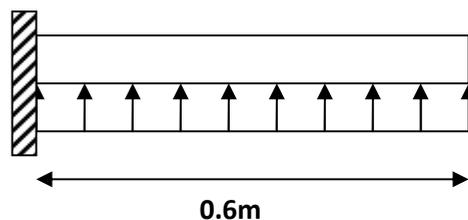


Fig IX-3: Schéma statique du débord.

5.7.1-Sollicitation de calcul :

✓ ELU :

$$q_u = 177,15 \text{KN/m}^2$$

$$M_u = \frac{-q_u \times L^2}{2} = -\frac{177,15 \times (0,6)^2}{2} = -31,88 \text{ KNm}$$

✓ **ELS :**

$$q_s = 127,26 \text{ KN/m}^2.$$

$$M_s = \frac{-q_s \times L^2}{2} = -\frac{127,26 \times (0,6)^2}{2} = -22,90 \text{ KNm}$$

5.7.2-Calcul des armatures:

$$B=100\text{cm}, d=37\text{cm}, f_{bc}=14.2\text{MPa}, \sigma_s = 348\text{MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{31,88 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,016 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{31,88 \times 10^3}{0,992 \times 37 \times 348} = 2,49 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

5.7.3-Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 37 \times 2,1}{400} = 4,46 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 2,49 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 4,46 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Donc on opte pour 5HA12 = 5.65 cm²/ml avec un espacement de 25 cm

Conclusion :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord

$A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}} \Rightarrow$ Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier

(le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

5.7.4-Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,42 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

Avec un espacement de 15 cm.

5.7.5-Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{31,88}{22,90} = 1,39 \quad \mu_u = 0,012 \rightarrow \alpha = 0,040 \epsilon$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > \alpha = 0,0406 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à L'ELS.

IX-5-8) Ferrailage des nervures :

Détermination des efforts :

Pour la détermination des efforts, on utilisera la méthode des trois moments.

Exposé de la méthode des trois moments :

- Les moments sur appuis sont donnés par l'équation :

$$M_{i-1} L_i + 2M_i (L_i + L_{i+1}) + M_{i+1} L_{i+1} = -6EI (W_i^d + W_i^g) \dots \dots \dots [I]$$

W_i^d et W_i^g respectivement les rotations à droite et à gauche de l'appui considéré.

- Les moments fléchissant en travée et les efforts tranchants sont donnés par :

$$M(x) = \mu(x) + M_{i+1} (1 + x / L_i) + M_i x / L_i \dots \dots \dots [III]$$

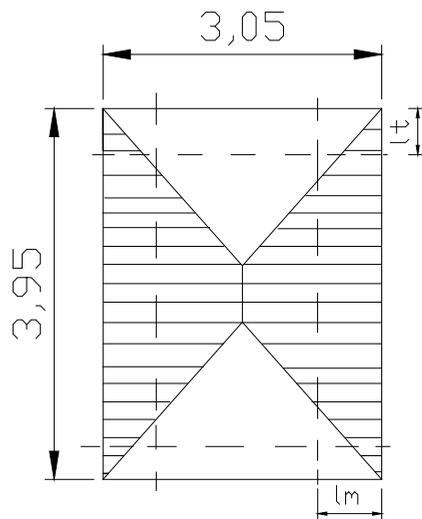
$$T(x) = d\mu(x) / d(x) - (M_i - M_{i+1}) / L_i \dots \dots \dots [IV]$$

$\mu(x)$: Le moment dans la travée isostatique équivalente de portée L_i

En appliquant la méthode des trois moments on trouve les résultats ci-dessous :

Remarques

- Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.
- Pour le calcul du ferrailage, on choisi la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.



Avec :

$$L_t = L_x \left(0,5 - \frac{\rho_x}{4} \right) = 3,05 \times \left(0,5 - \frac{0,78}{4} \right) = 0,93m$$

$$L_m = L_x \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) = 3,05 \times \left(0,5 - \frac{0,78^2}{6} \right) = 1,22m$$

- **Sens longitudinal : (x-x)**

$$q_u = 177,15 \times 0,93 \times 2 = 329,49 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 127,26 \times 0,93 \times 2 = 236,70 \text{ KN/ml}$$

- ✓ **ELU :**

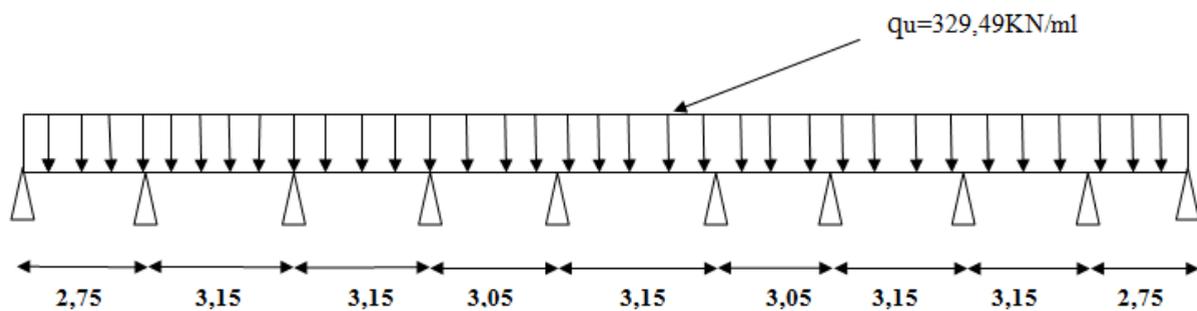


Fig IX-4: Chargement de la nervure à l'ELU (sens XX).

Moment fléchissant : M (KN.m)

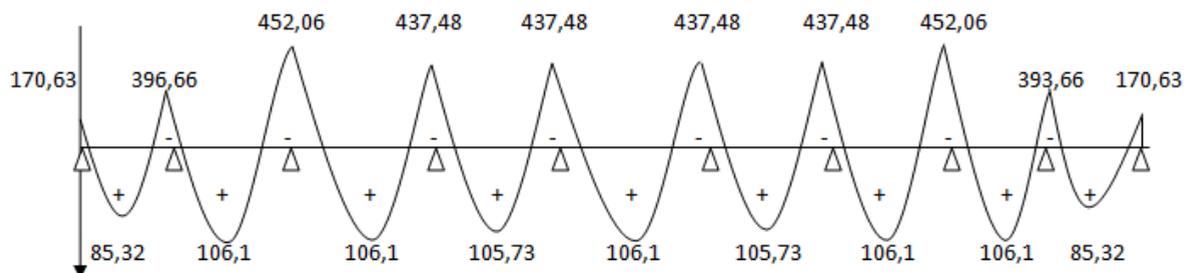


Fig IX-5: Diagramme des moments fléchissants sur la nervure à l'ELU (sens XX).

Effort tranchant : T (KN)

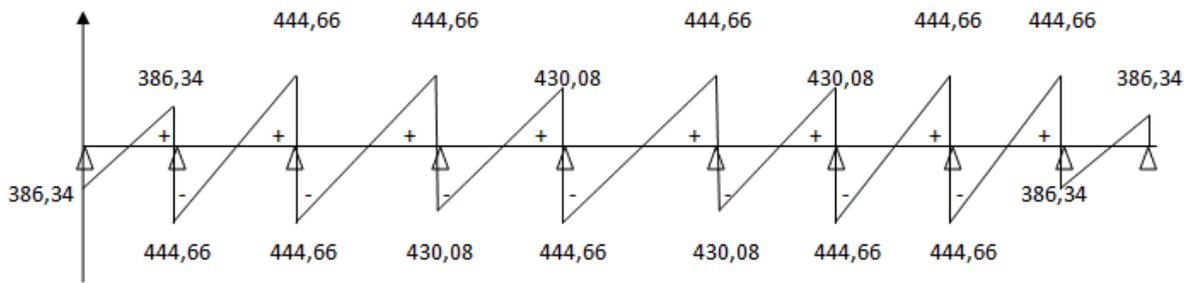


Fig IX-6: Diagramme de l'effort tranchant sur la nervure à l'ELU (sens XX).

✓ ELS :

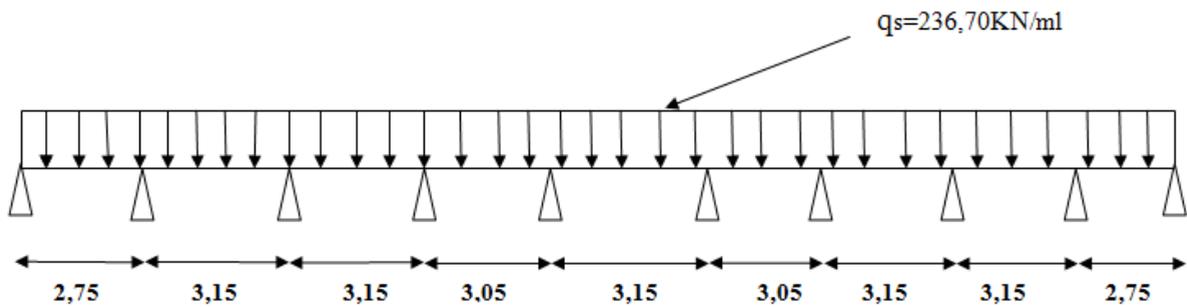


Fig IX-7: Chargement de la nervure à l'ELS (sens XX).

Moment fléchissant : M (KN.m).

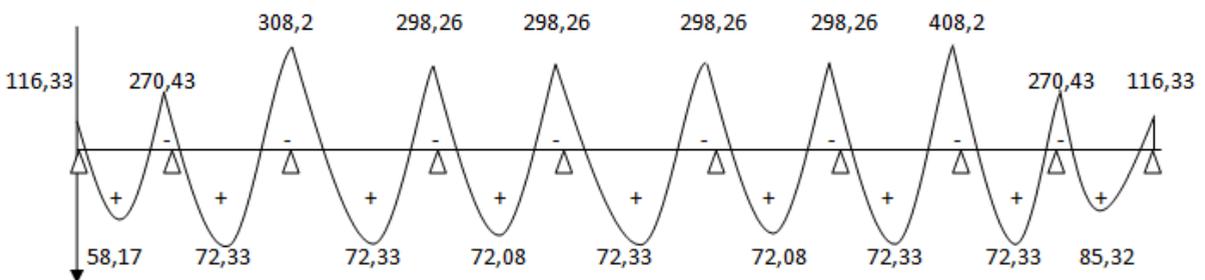


Fig IX-8: Diagramme des moments fléchissants sur la nervure à l'ELS (sens XX).

Effort tranchant : T (KN)

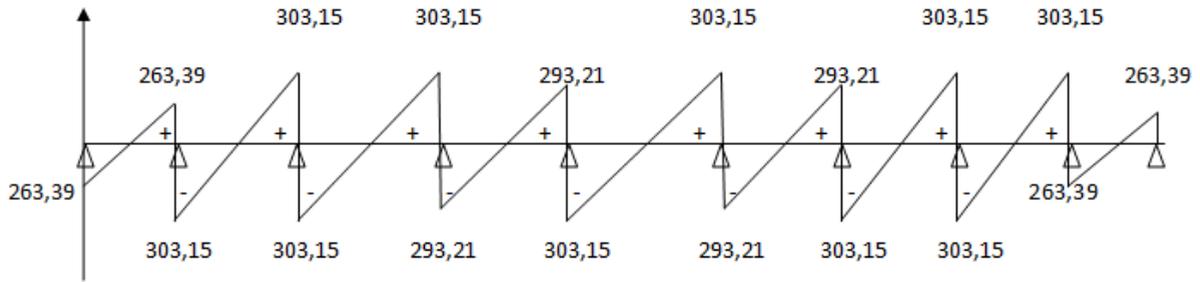


Fig IX-9: Diagramme de l'effort tranchant sur la nervure à l'ELS (sens XX).

- Sens transversal : (y-y)

$$q_u = 177,15 \times 1,22 \times 2 = 432,29 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 127,26 \times 1,22 \times 2 = 310,51 \text{ KN/ml}$$

- ✓ ELU :

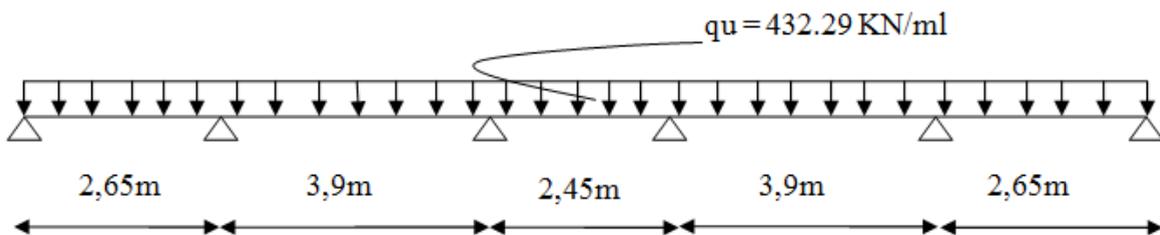


Fig IX-10: Chargement de la nervure à l'ELU (sens YY).

Moment fléchissant : M (KN.m).

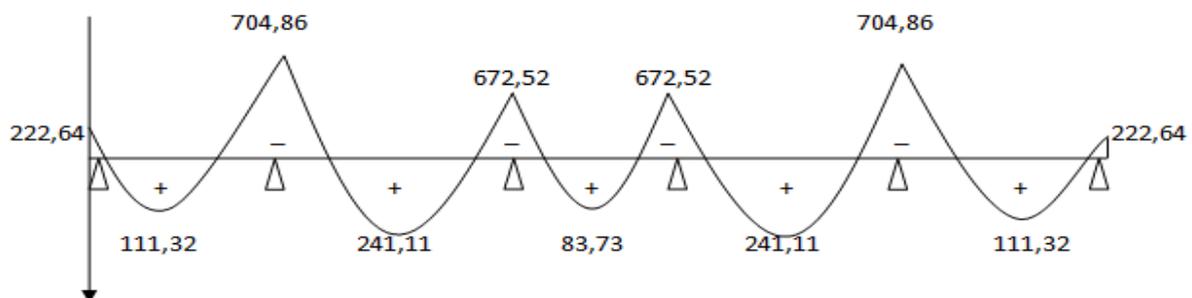


Fig IX-11: Diagramme des moments fléchissants sur la nervure à l'ELU (sens YY).

Effort tranchant : T(KN)

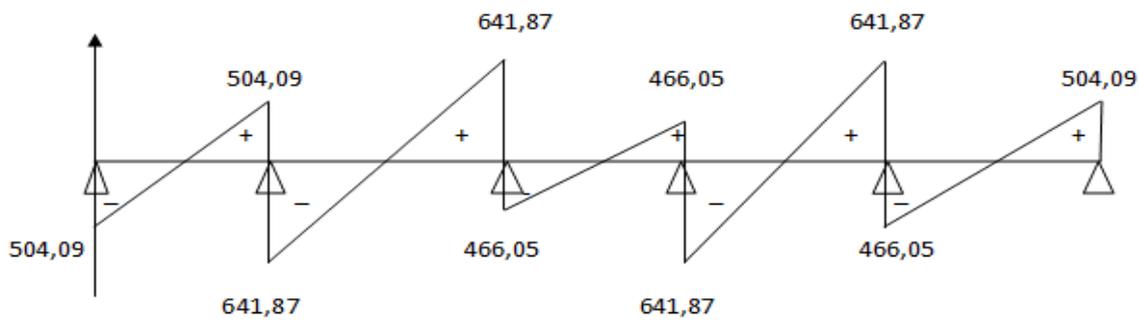


Fig IX-12: Diagramme de l'effort tranchant sur la nervure à l'ELU (sens YY).

✓ ELS :

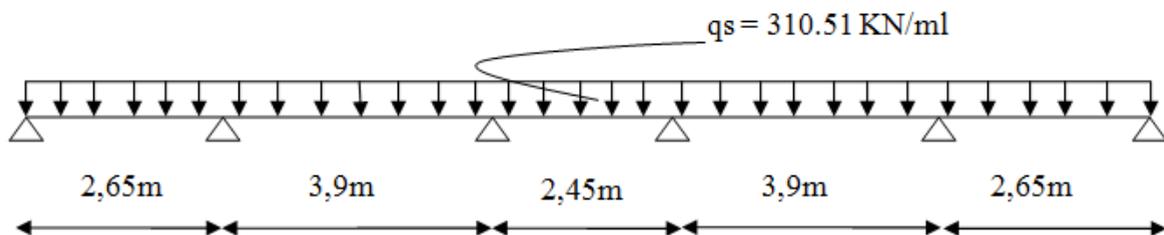


Fig IX-13: Chargement de la nervure à l'ELS (sens YY).

Moment fléchissant : M (KN.m).

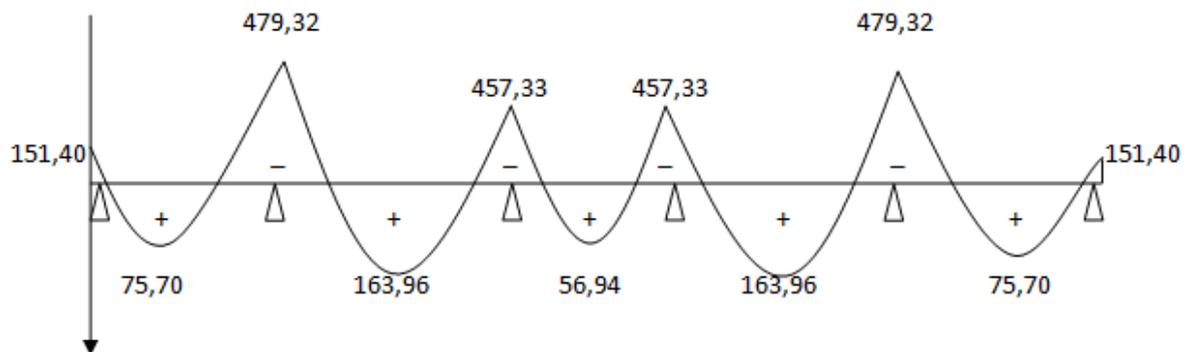


Fig IX-14: Diagramme des moments fléchissants sur la nervure à l'ELU (sens YY).

Effort tranchant : T(KN)

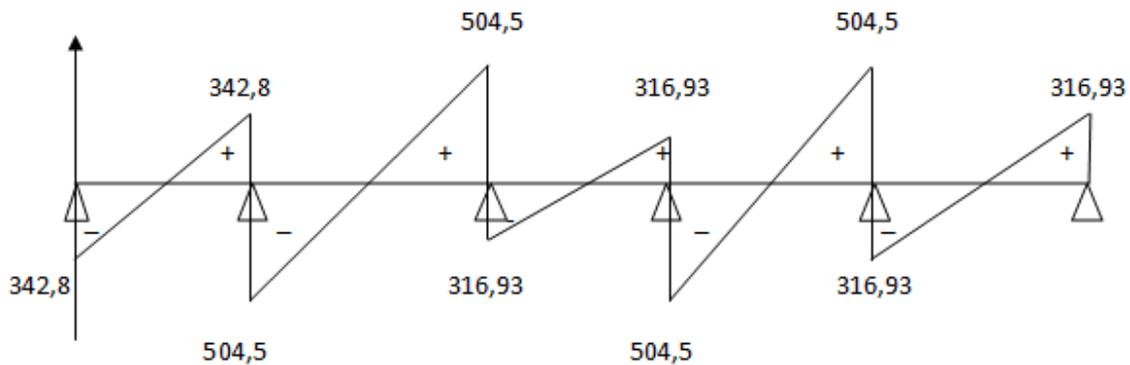


Fig IX-15: Diagramme de l'effort tranchant sur la nervure à l'ELS (sens YY).

Remarque :

- La méthode des trois moments surestime les moments aux appuis et sous-estime les moments en travées, pour cela on réduit les moments sur appuis de 1/3 des valeurs trouvées, les valeurs des moments en travées seront majorées en conséquence.
- Pour tenir compte des semis encastres des appuis de rives, on multiplie les moments isostatiques des travées de rives par le coefficient 0,3.

Pour le ferrailage on prend le moment maximal en travées et sur appuis :

ELU : (X-X) : $M_t = 106,10 \text{ KN.m}$; $M_a = 452,06 \text{ KN.m}$
 (Y-Y) : $M_t = 241,11 \text{ KN.m}$; $M_a = 504,86 \text{ KN.m}$
ELS : (X-X) : $M_t = 72,33 \text{ KN.m}$; $M_a = 308,2 \text{ KN.m}$
 (Y-Y) : $M_t = 163,96 \text{ KN.m}$; $M_a = 479,32 \text{ KN.m}$

Sens	zone	Mu (KN.m)	μ_b	Obser	A_{min} (cm ²)	A_s (cm ²)	A adoptée (cm ²)	St (cm)
X-X	Appuis	452,06	0,053	SSA	3,25	17,35	9HA16 = 18,09	15
	Travée	106,10	0,012	SSA	3,25	3,98	6HA14 = 9,23	15
Y-Y	Appuis	504,86	0,060	SSA	3,25	19,44	10HA16 = 20,10	10
	Travée	241,11	0,028	SSA	3,25	9,12	6HA14 = 9,23	10

Sens (x-x)

➤ **Armatures transversales :**

$$\phi \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} .$$

Soit $\phi = 8 \text{ mm}$,

On prend un cadres et un étrier de $\phi = 8mm$.

➤ **Espacement des armatures :**

✓ **En zone nodale** $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = \left(\frac{80}{4}; 12 \times 1,6\right) = 19,2 \text{ cm}$

✓ On opte pour $S_t = 10\text{cm}$

✓ **En zone courante :** $S_t \leq \frac{h}{4} = 20 \text{ cm}$

On opte pour $S_t = 15\text{cm}$.

➤ **Vérification à l'ELU :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 35 \times 77 \times 2,1}{400} = 3,25 \text{ cm}^2$$

$A_a = 18,09 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,25 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

$A_t = 9,23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,25 \text{ cm}^2$Condition vérifiée.

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 444,66 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{444,66 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,77} = 1,65 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1,65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

➤ **Vérification à l'ELS :**

On se disposera de cette vérification si cette inéquation est vérifiée :

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

✓ **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{45206}{3082} = 1,47 \Rightarrow \mu = 0,053 \rightarrow \alpha = 0,069$$

$\alpha = 0,068 < \frac{1,47 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,48$ Condition vérifiée.

✓ **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1061}{7233} = 1,47 \Rightarrow \mu = 0,012 \rightarrow \alpha = 0,015$$

$$\alpha = 0,015 < \frac{1,47 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,48 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens (y-y)

➤ **Armatures transversales :**

$$\phi \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm .}$$

Soit $\phi = 8 \text{ mm}$,

On prend 2 cadres de $\phi = 8 \text{ mm}$.

➤ **Espacement des armatures :**

✓ **En zone nodale** $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = \left(\frac{80}{4}; 12 \times 1,6\right) = 19,2 \text{ cm}$

✓ On opte pour $S_t = 10 \text{ cm}$

✓ **En zone courante :** $S_t \leq \frac{h}{4} = 20 \text{ cm}$

On opte pour $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Vérification à l'ELU :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 35 \times 77 \times 2,1}{400} = 3,25 \text{ cm}^2$$

$A_a = 20,10 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,25 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

$A_t = 9,23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,25 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 641,87 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{641,87 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,77} = 2,3 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 2,3 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

➤ **Vérification à l'ELS :**

On se disposera de cette vérification si cette inéquation est vérifiée :

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

✓ **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{50486}{47932} = 1,05 \Rightarrow \mu = 0,06 \rightarrow \alpha = 0,077$$

$$\alpha = 0,077 < \frac{1,05 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,27 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{24111}{16396} = 1,47 \Rightarrow \mu = 0,028 \rightarrow \alpha = 0,035$$

$$\alpha = 0,035 < \frac{1,47 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,48 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

La condition $\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ est vérifiée dans les deux sens, donc il n'est pas nécessaire

de procéder à la vérification des contraintes dans le béton à l'ELS.

En tenant compte du RPA, on utilise les armatures de peau suivantes :

02 barres de **12** avec des épingles **8** comme le montre le schéma de ferrailage des nervures.

Schéma de ferrailage du radier général dans le sens (y-y) :

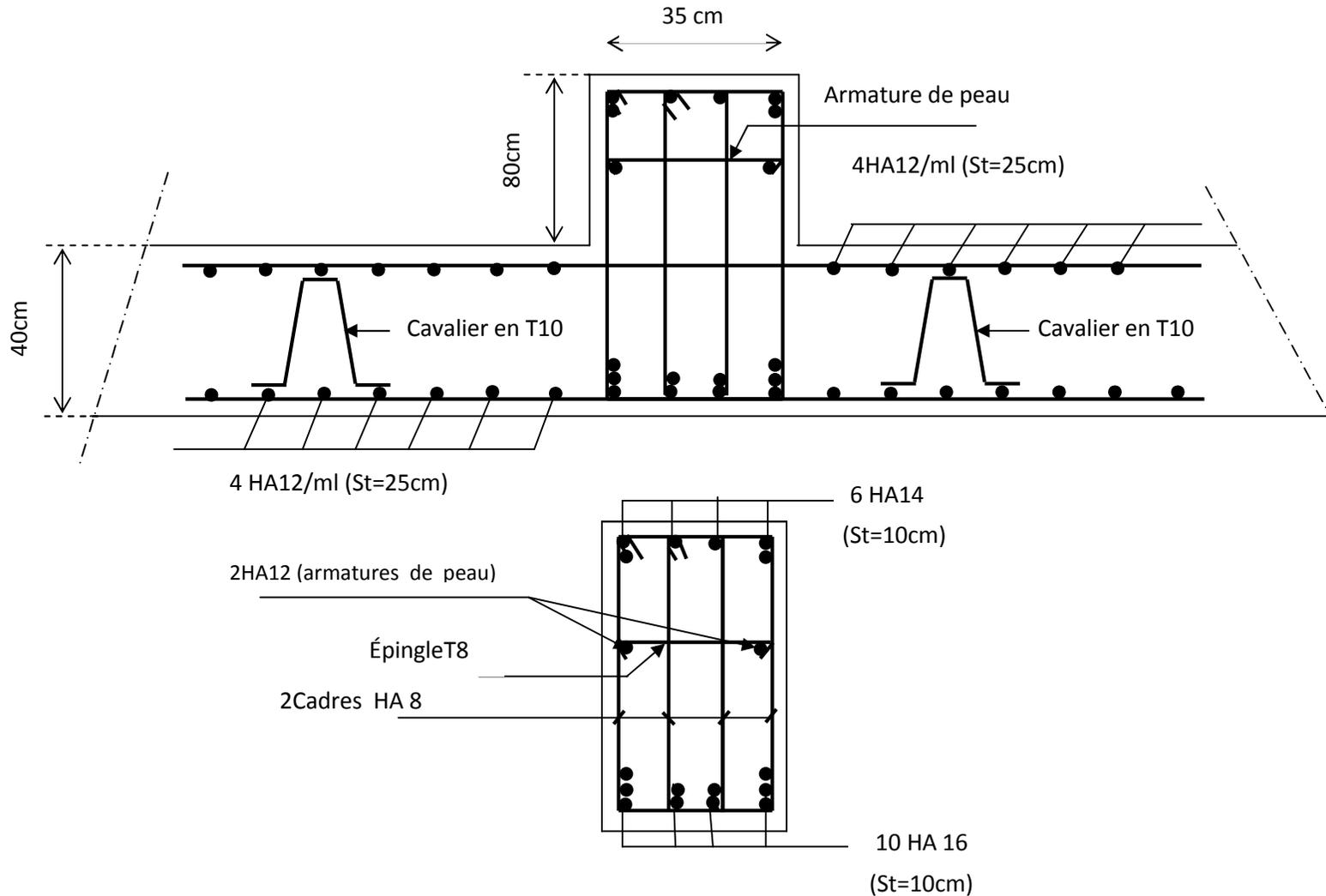


Fig IX-16 : Schéma détaillant les armatures de la nervure (sens YY).

Schéma de ferrailage du radier général dans le sens (x-x) :

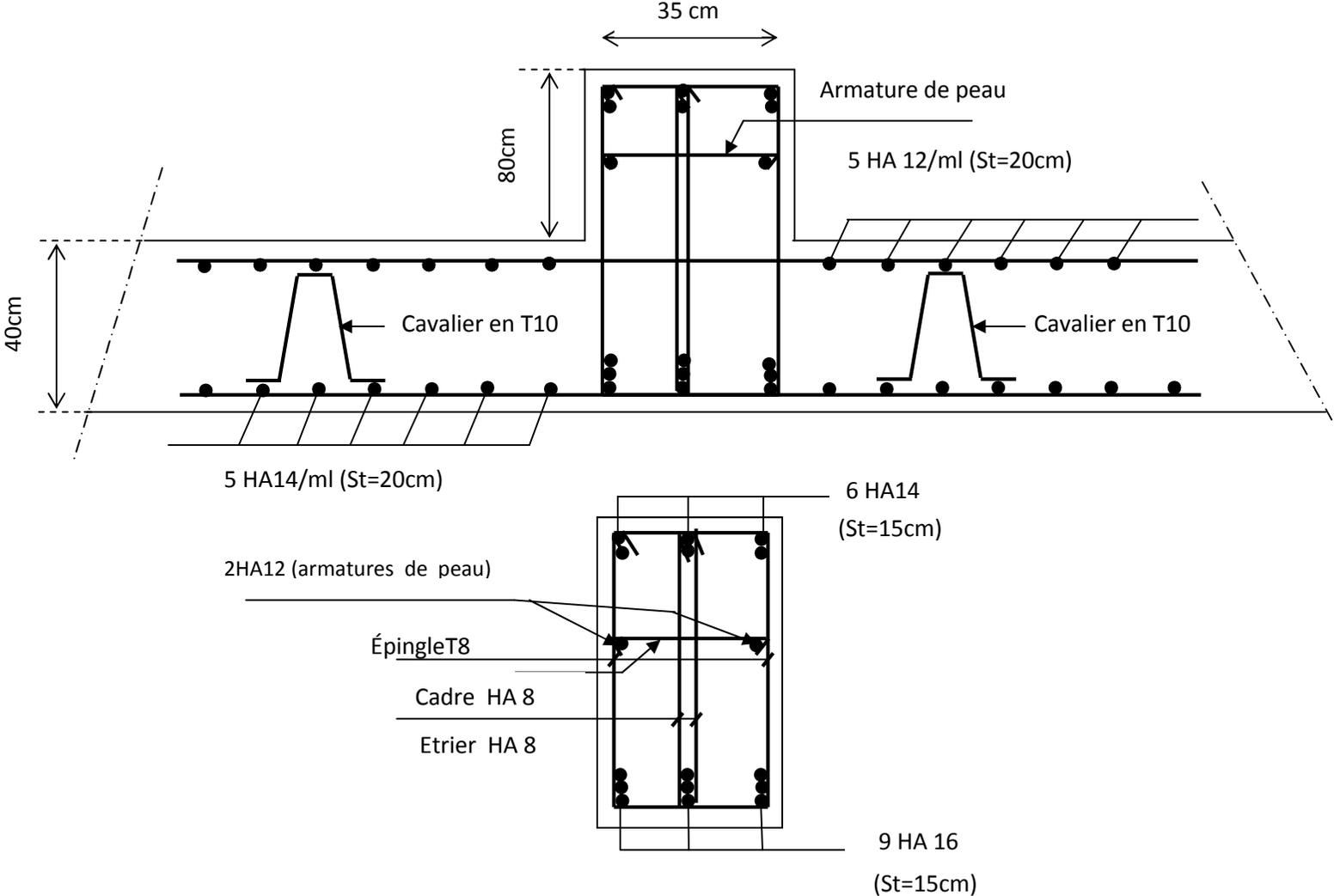


Fig IX-17: Schéma détaillant les armatures de la nervure (sens XX) .

Chapitre X

Etude du mur de soutènement

X- Calcul du mur de soutènement :

1) Introduction :

Au niveau de l'infrastructure, un mur de soutènement est prévu pour supporter la totalité des poussées des terres et la surcharge éventuelle des autres éléments de la structure. Le RPA99 prévoit une épaisseur minimale de 15 cm, on prendra $e = 25\text{cm}$.

2) Méthode de calcul :

Le mur sera calculé comme un plancher renversé encasté au niveau de la semelle (radier) et appuyé doublement au niveau du plancher de Sous sol, pour une bande de largeur de 1m.

2-1) Détermination des sollicitations :

Type du sol : nous avons $C=0$, $\varphi \neq 0 \Rightarrow$ sol pulvérulent

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

σ_H : contrainte horizontale.

σ_V : contrainte verticale.

$$\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V$$

K_a : coefficient de poussée des terres au repos.

φ : Angle de frottement interne.

Avec :

$$K_a = \text{tg}^2 \left(\frac{45^\circ - \varphi}{2} \right)$$

$$K_a = 0.271$$

2-2) Données de calcul :

Surcharge éventuelle : $q = 13.48 \text{ t/m}^2$.

Poids volumique des terres : $\gamma = 1,71 \text{ t/m}^3$.

Angle de frottement : $\varphi = 35^\circ$.

Cohésion : $C = 0$.

2-3) Calcul des sollicitations :

$$\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V = K_a (q + \gamma \cdot h)$$

Avec : $0 < h < H$

L'ELU :

$$\sigma_H = K_a (1,5q + 1,35\gamma \cdot h)$$

$$\text{Pour } h = 0 \rightarrow \sigma_1 = 5,46 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Pour } h = 4\text{m} \rightarrow \sigma_2 = 14,64 \text{ t/m}^2$$

L'ELS :

$$\sigma_H = K_a (q + \gamma \cdot h)$$

$$\text{Pour } h = 0 \rightarrow \sigma_1 = 3,64 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Pour } h = 1,5\text{m} \rightarrow \sigma_2 = 10,44 \text{ t/m}^2$$

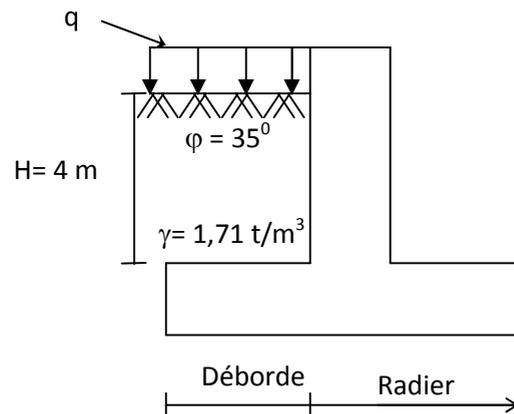


Fig X-1 : Schéma du mur de soutènement.

2-4) Diagramme des contraintes :

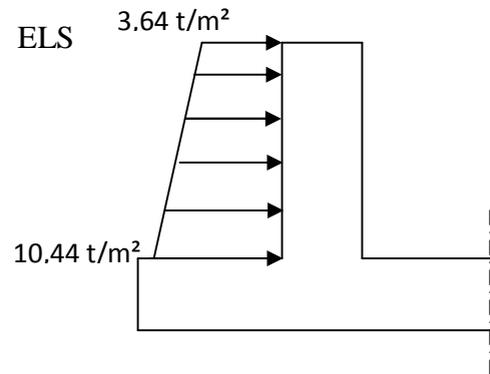
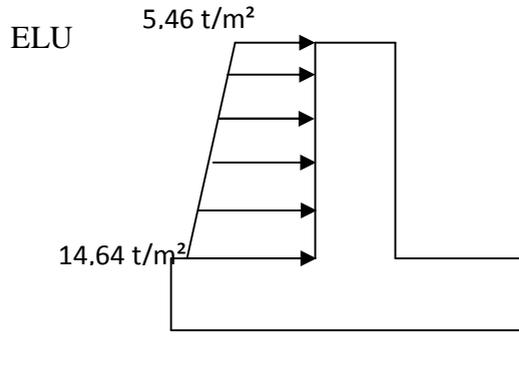


Fig X-2 : Diagramme des contraintes à l'ELU.

Fig X-3 : Diagramme des contraintes à l'ELS.

2-5) Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m :

$$\text{ELU : } q_u = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2) \cdot 1m}{4} = 12,35 \text{ t/m}^2$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2) \cdot 1m}{4} = 8,74 \text{ t/m}^2$$

2-6) Diagramme des moments et efforts tranchants :

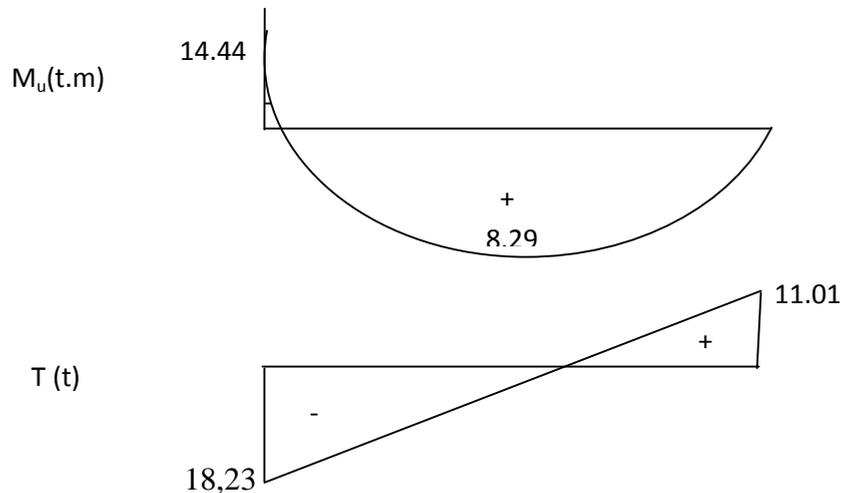
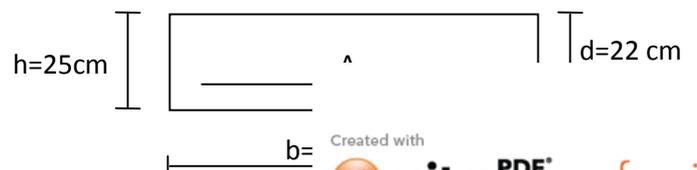


Fig X-4 : Diagrammes de moment fléchissant et effort tranchant.

3) Ferrailage :



3-1) Calcul des sections d'armatures :

3-1-1) Les armatures transversales :

zone	M_u t.m	μ_b	β	A_s	A_{min}	A_{ado}	choix	St
appuis	14.44	0.210	0.881	21.43	2.66	28.27	9HA20	10
travée	8.29	0.120	0.936	11.58	2.66	16.08	8HA16	12

3-1-2) Les armatures horizontales :

Appuis :

$$A_H = \frac{A_s}{4} = \frac{28.27}{4} = 7.06 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit } 5\text{HA}14$$

Travée :

$$A_H = \frac{A_s}{4} = \frac{16.08}{4} = 4.02 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit } 4\text{HA}14$$

3-2) Recommandation du RPA99 :

Les armatures sont constituées de deux nappes.

Les deux nappes sont liées par quatre épingles /m² de diamètre $\phi 8$.

4) Vérification à l'ELS :

4-1) Vérification des contraintes du béton et de l'acier :

- aux appuis : $M_a = 9.93$ t.m

- en travée : $M_t = 5.67$ t.m

M_s (t.m)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_b	σ_s	Observation
$M_a=9.93$	15	201.63	10.5	188.38	Vérifiée
$M_t=5.67$	15	201.63	7.20	182.92	Vérifiée

4-2) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \min \left(\frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{18.23 \times 10^2}{100 \times 22} = 0.83 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.83 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

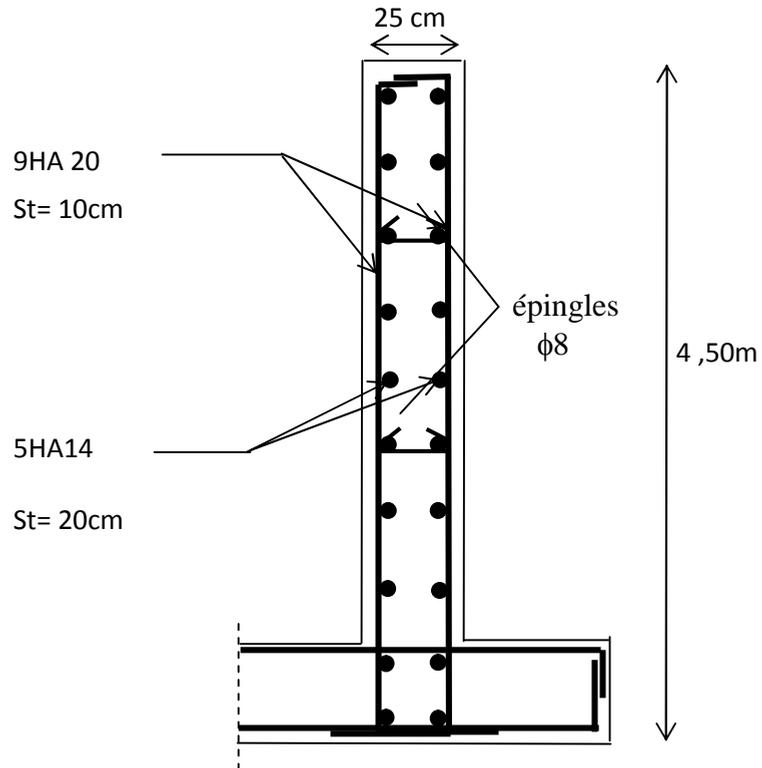


Fig. X-5 : Ferrailage du mur de soutènement.

Conclusion

Conclusion

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

- Présentement, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures.
- L'analyse tridimensionnelle d'une structure irrégulière est rendue possible grâce à l'outil informatique et au logiciel performant de calcul, à savoir ETABS.
- L'étude du comportement dynamique d'une structure, dont la forme en plan est irrégulière nous a permis de mieux visualiser la présence des modes de torsion.
- En Génie civil , on ne doit pas se baser seulement sur le calcul théorique (la résistance et la durabilité)mais il faut voir aussi l'aspect économique.

Notre étude nous a beaucoup permis d'enrichir notre bagage scientifique et nos connaissances essentielles acquises durant notre cycle universitaire, surtout dans la conception et la mise en application des codes en vigueur.

En somme, nous espérons que ce modeste travail pourra offrir un plus aux promotions futures.

Bibliographie

- ❖ Béton armé. BAEL 91 modifié 99 et DTU associés (JEAN- PIERRE MOUGIN , édition « BERTI » 1994).
- ❖ Cours et TD pris le long du cursus.
- ❖ DTR. BC. 22. Charges permanentes et surcharges d'exploitation.
- ❖ Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.
- ❖ Règles BAEL 91 modifiés 99.
- ❖ Règles Parasismique Algériennes (RPA99/version 2003).