

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 en génie civil

Option : construction civile et industrielle

THEME

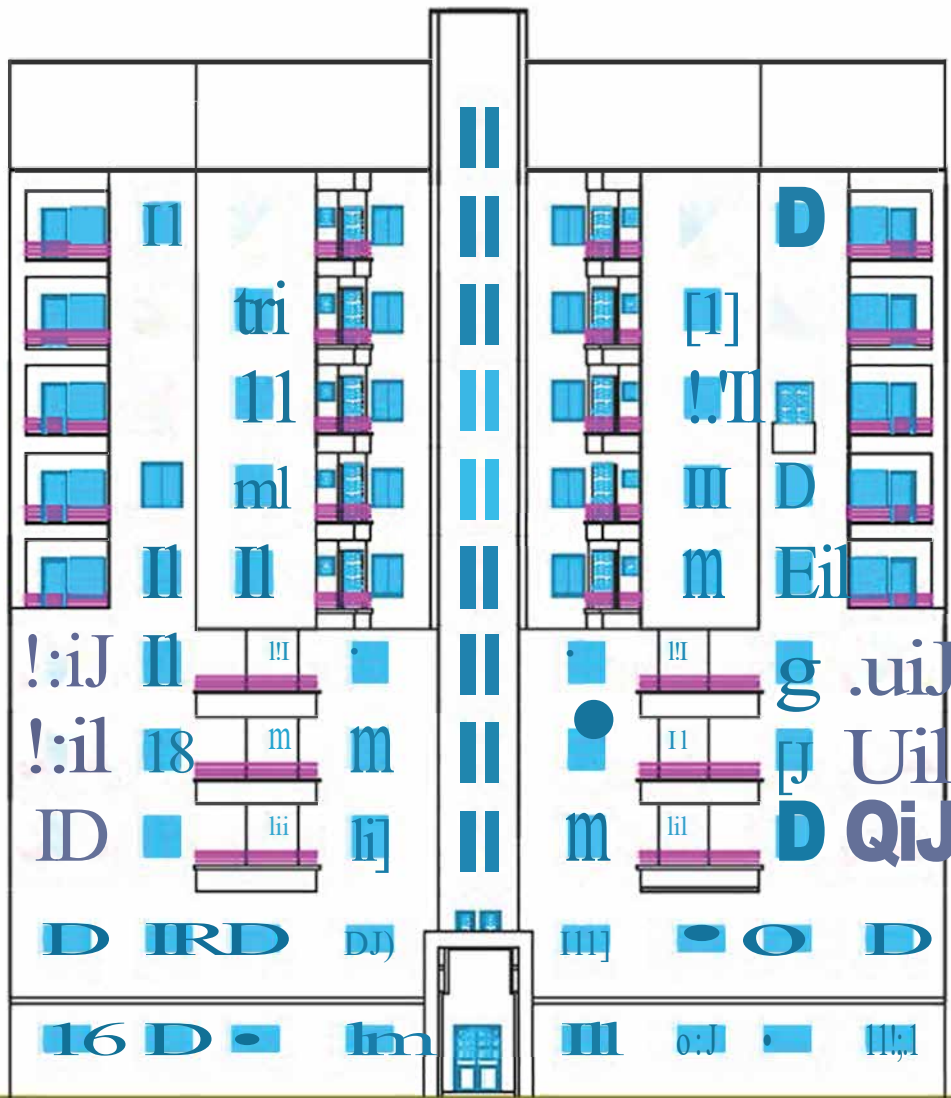
**Etude d'un bâtiment R+9+E/sols à usage multiple
contreventement par voile avec logiciel ETABS**



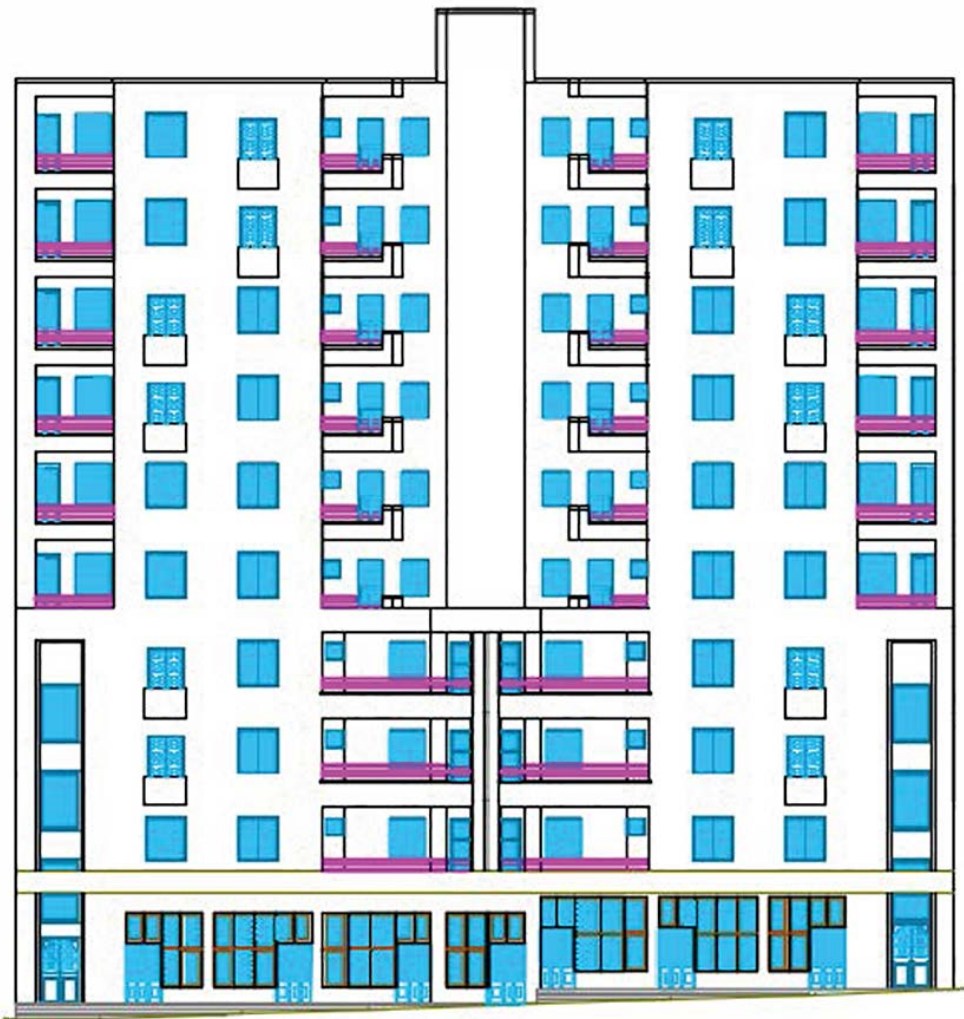
Dirigé par : Mme. ALKAMA

Etudié par : M MERZOUK M'HAMED
M HESSAD AGHILES

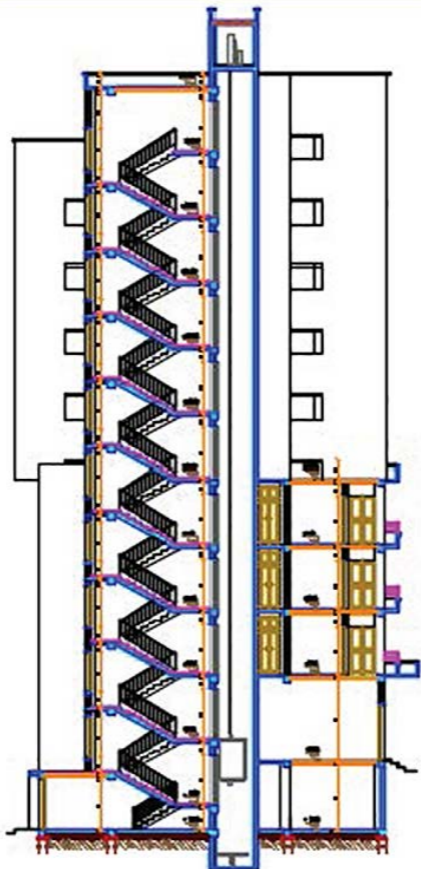
Année 2015-2016



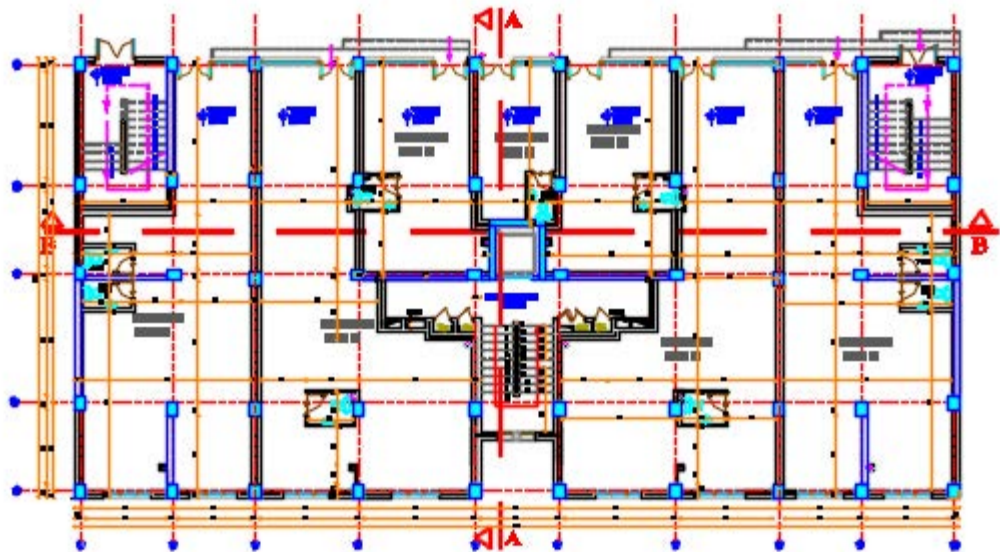
PLAN: FAÇADE PRINCIPALE



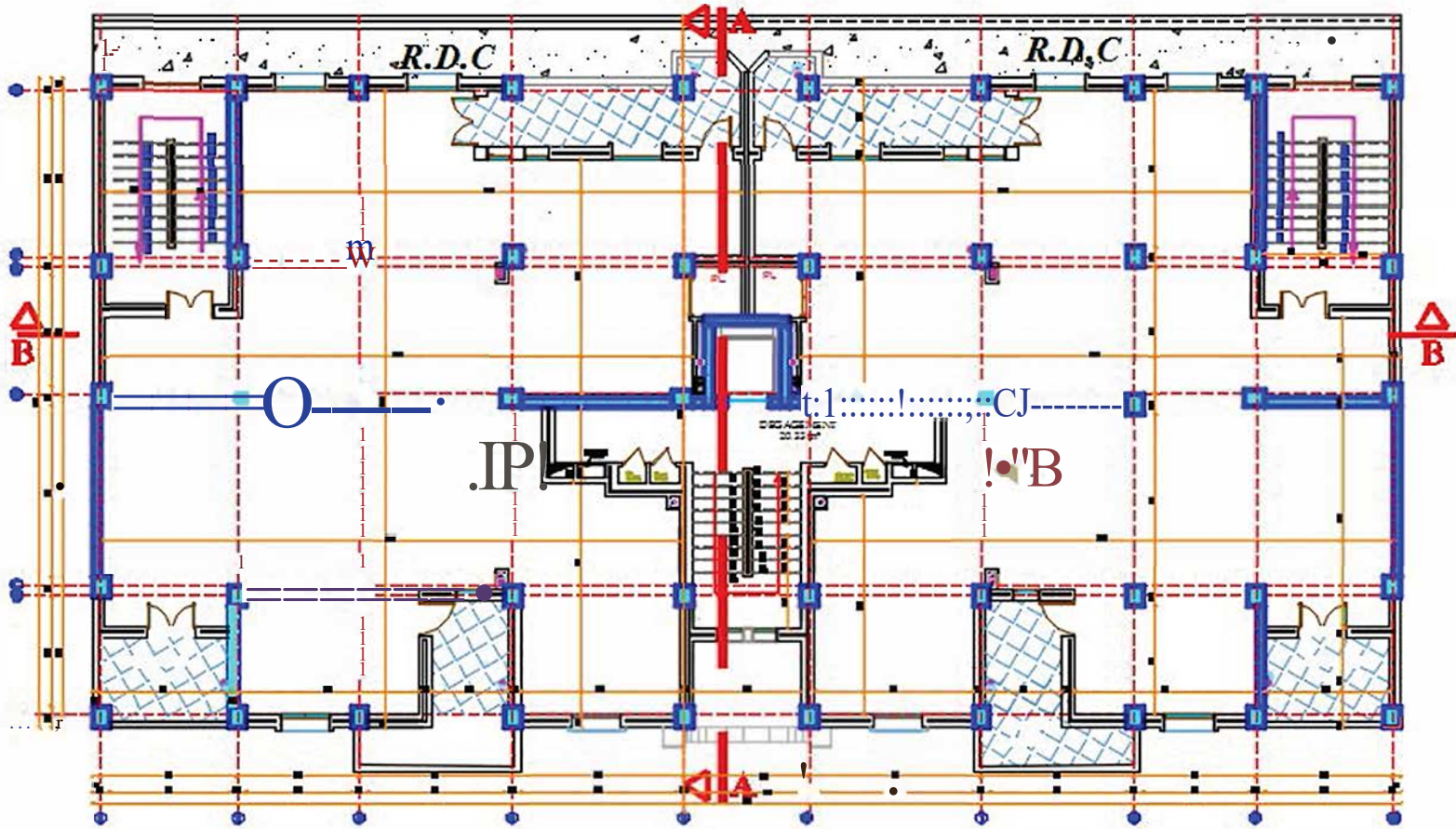
PLAN: FAÇADE POSTERIEURE



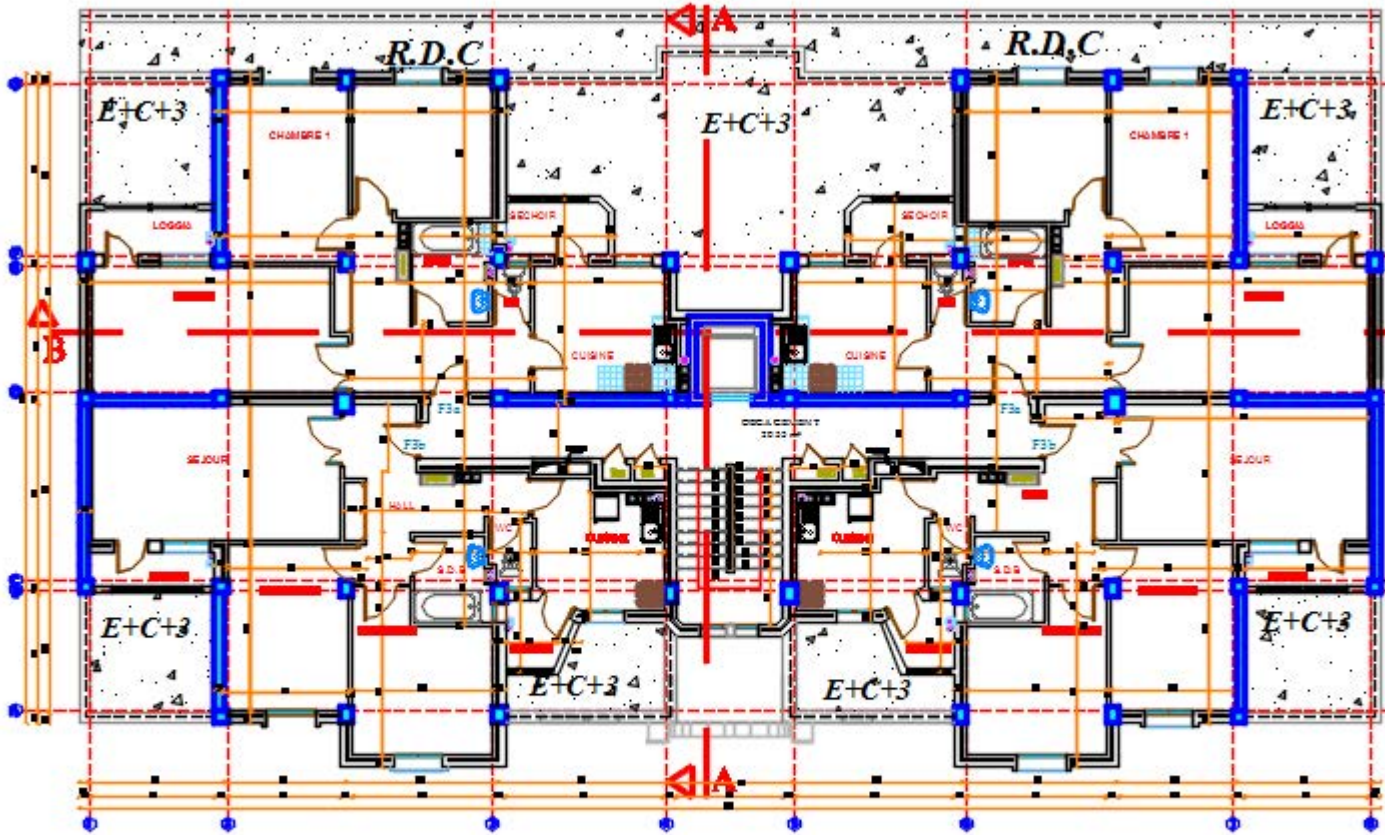
PUN:COUPEAA



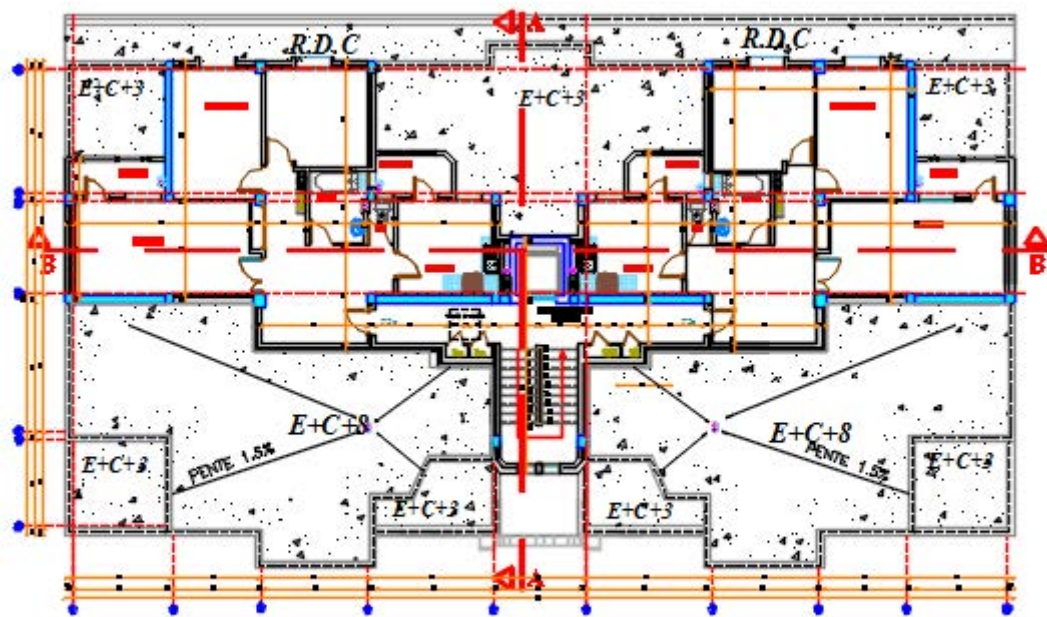
PLAN:REZ DE CHAUSSEE



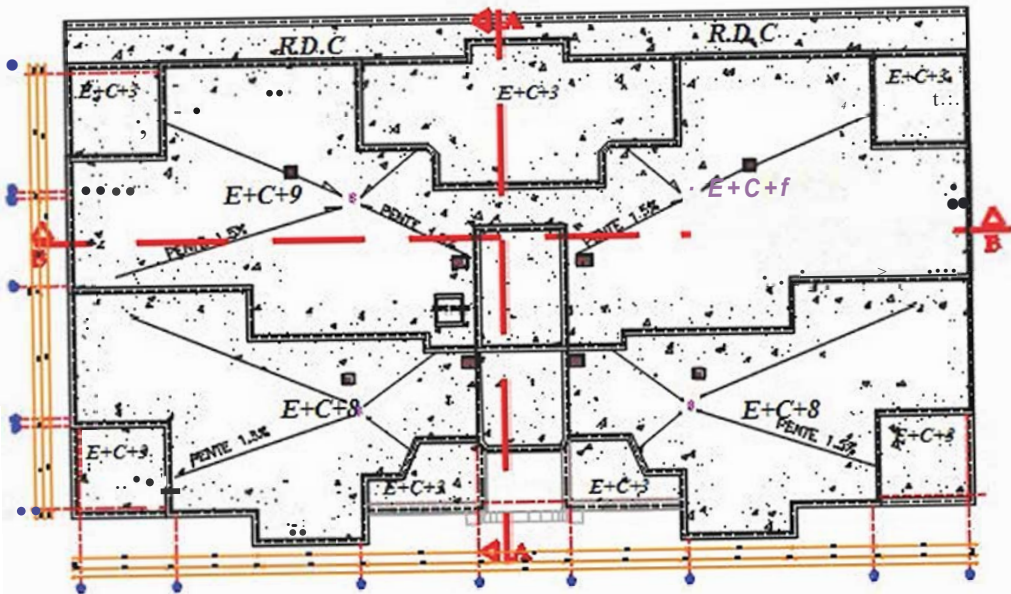
PLAN:1,2 et3 ètne ETAGE



PLAN:4,5,6,7 et 8 ème ETAGE



PLAN: 9ème ETAGE



PLAN:DE TOITURE

SOMMAIRE

Chapitre I : Présentation de l'ouvragePage 1

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments..... Page 6

Chapitre III : Calcul des éléments

1. planchersPage 18

2. Escaliers.....Page 41

3. Poutre palière Page 52

4. AcrotèrePage 59

5. Porte à faux..... Page 66

6. Salle machinePage 72

Chapitre IV : modélisation et vérification de la structure

1. modélisation Page 79

2. vérification..... Page 105

Chapitre V : ferrailage des éléments..... Page 119

1. ferrailage des poteaux.....Page 119

2.

3. ferrailage des poutres.....Page 137

4.

3. ferrailage des voile.....Page 152

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure..... Page 160

1. étude du voile périphérique.....Page 160

2. étude de fondation.....Page 164

CHAPITRE I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Présentation de l'ouvrage caractéristique géométrique et mécanique :

I.1.1 Introduction :

Notre projet consiste en l'étude et calcul d'un bâtiment (R+9 + entre sol), à usage commercial et habitation, qui sera implanté à TIZI OUZOU, zone classée, selon le RPA 99 version 2003, comme étant une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

I.1.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- hauteur totale : 36.89 m.
- hauteur du RDC : 3.91 m.
- hauteur d'E/SOL : 3.74 m.
- hauteur d'étage courant : 2.97 m.
- longueur du bloc : 31.60 m.
- largeur du bloc : 15.20 m.

I.1.3. Eléments de l'ouvrage :

- **Ossature** : l'ossature est composée de :
 - Portiques (poutres – poteaux).
 - Voiles porteurs en béton armé, dans les deux sens.
- **Plancher** : les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements chargés et surchargés. Les planchers assurent deux fonctions principales :

1- Fonction de résistance mécanique : les planchers, supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitation et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

2- fonction d'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages. Dans notre cas on a un plancher à corps creux plus une dalle de compression.

Le plancher terrasse (inaccessible) est composé d'un complexe d'étanchéité et d'un béton en forme de pente (2%) pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

- **Remplissage** : on distingue deux types :
 - Murs de façade réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 15 et 10 cm séparées pour une lame d'air de 5 cm.
 - Murs de séparation intérieurs réalisés en simples cloisons de briques de 10 cm.
- **Revêtement** : il sera réalisé en :
 - Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
 - Céramique pour les salles d'eau.
 - Mortier de ciment pour les murs de façade et les salles d'eau.
 - Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- **Escaliers** : Le bâtiment est muni de deux cages d'escaliers, assurant la circulation sur toute la hauteur du bâtiment. Ils sont réalisés en béton armé à deux volées coulées sur place.

I.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

A- Béton :

I.2.1 caractéristiques physiques et mécaniques :

1) Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, dite résistance caractéristique à la compression, notée $f_{c_{28}}$.

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

$$f_{c_j} = \frac{j}{(4,46 + 0,83j)} f_{c_{28}}$$

Pour le présent projet, on adoptera $f_{c_{28}} = 25\text{MPa}$

2) Résistance caractéristique à la traction : (art A-2.12 BAEL 99)

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c_j} \quad \text{d'où : } f_{t_{28}} = 2,1\text{MPa}$$

I.2.2. Contraintes limites :

1) Contrainte limite de compression :

$$f_{cb} = \frac{0,85 \times f_{c_{28}}}{\theta \gamma_b} \text{ [MPa]} \quad \gamma_b : \text{Coefficient de sécurité}$$

$$\gamma_b = 1,50 \text{ en situation courante}$$

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

$$\gamma_b = 1,15 \text{ en situation accidentelle}$$

$$f_{cb} = 18,48 \text{ MPa}$$

$\theta = 0,85 - 1$: selon la durée d'adaptation de la combinaison d'action considérée.

2) Contrainte limite de cisaillement : (art A-5.121 BAEL 99)

$$\tau_u = \min [0,13f_{c_{28}} ; 5\text{MPa}] \quad \text{pour la fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \min [0,10f_{c_{28}} ; 4\text{MPa}] \quad \text{pour la fissuration préjudiciable}$$

3) Contrainte de service à la compression : (art A-4.5.2.BAEL 99)

$$\sigma_{bc} = 0,60f_{c_{28}} \text{ [MPa]} \quad \sigma_{bc} = 15 \text{ [MPa]}$$

I.2.3 Modules d'élasticité :

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée.

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

1) Module d'élasticité instantané : (art A-2.1.21 BAEL 99).

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures il résulte un module égale à $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$.

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \Rightarrow E_{ij} = 32164 \text{ MPA}$$

2) Module d'élasticité différée : (art A-2.1.22 BAEL 99).

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée et afin de tenir compte de l'effort de fluage de béton, on prend un module égal :

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

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_v = 10819 \text{ MPa}$$

3) Module d'élasticité transversale :

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

E : Module de Young (module d'élasticité).

ν : Coefficient de poisson.

4) Coefficient de poisson : (art A-213 BAEL99).

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales.

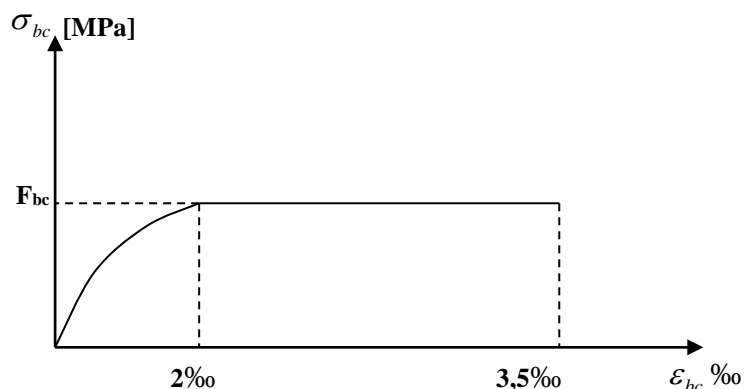
$$\left(\nu = \frac{\Delta d / d}{\Delta l / l} \right), \quad \text{Il sera pris égal à :}$$

$$\nu = 0.2 \quad \text{à l'état limite de service (ELS).}$$

$$\nu = 0 \quad \text{à l'état limite ultime (ELU).}$$

I.2.4 Diagramme « contrainte – déformation » du béton :

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



B / Aciers :

En général les aciers utilisés sont de trois types :

1. Acier à haute adhérence : $F_e = 500 \text{ MPa}$ ou $F_e = 400 \text{ MPa}$.
2. Acier rond lisse FeE24 $F_e = 235 \text{ MPa}$.
3. Treillis soudés formés par assemblage des barres tréfilées soudées.

B.1 / Module d'élasticité :

Le module élasticité longitudinal (E_s) de l'acier est pris égal à : $E_s = 200000 \text{ MPa}$.

B.2/ limite élasticité de l'acier :• **à ELU :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Avec } \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité.} \\ \gamma_s = 1,5 \quad \text{pour le cas courant.} \\ \gamma_s = 1 \quad \text{pour le cas accidentel (Art A.4.3.2/BAEL 91)} \end{array} \right.$$

$\gamma_s = 1,5$ pour le cas courant.

$\gamma_s = 1$ pour le cas accidentel (Art A.4.3.2/BAEL 91)

$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ pour les aciers à haute adhérence FeE40

$\sigma_s = 204 \text{ MPa}$ pour les aciers doux FeE24

• **à l'ELS :**

Fissuration peu nuisible : cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire.

Fissuration préjudiciable : c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\} \quad (\text{Art A.4.5.33/BAEL 99})$$

Fissuration très préjudiciable : c'est le cas des milieux agressifs.

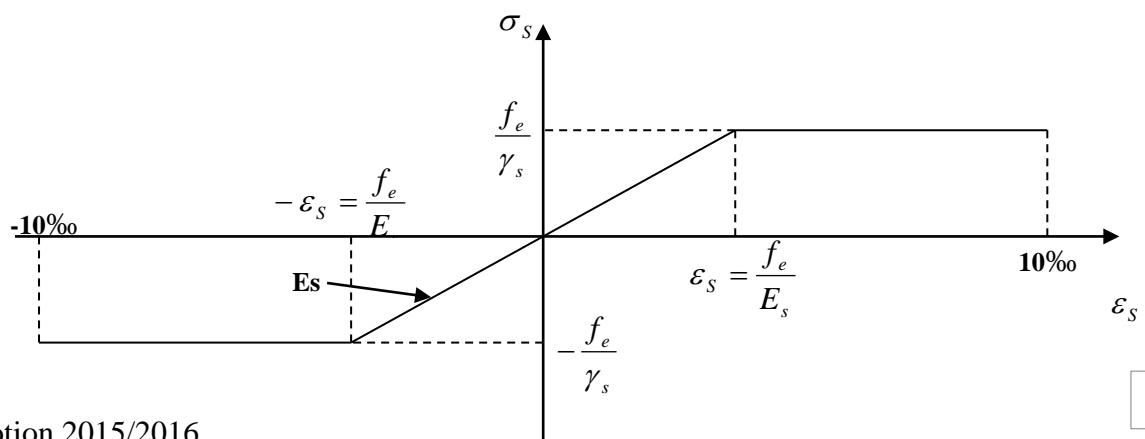
$$\sigma_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\} \quad (\text{Art A.4.5.34/BAEL 99})$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$: pour les ronds lisses (rl)

$\eta = 1,6$: pour les hautes adhérences (HA)

B.3/ Diagramme « contrainte – déformation » : (Art. A.2.2.2/BAEL 99)

CHAPITRE II

PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1 PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1.1 Introduction :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, nous passons au pré dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux, et enfin les voiles. Ce pré dimensionnement permet de déterminer les différentes charges qui seront appliqués aux différents éléments de la structure.

II.1.2 Définition :

Le pré dimensionnement des éléments permet d'avoir de façon générale l'ordre de grandeur des sections des éléments de la construction.

Les sollicitations sont de deux types :

- Les sollicitations verticales résultantes des charges permanentes et des surcharges qui empruntent le cheminement : planchers, poutrelles, poutres, poteaux sont finalement transmises au sol par l'intermédiaire des fondations.
- Les sollicitations horizontales généralement sismiques ou dues aux charges climatiques doivent être reprises par des éléments dits contreventements, constitués par des portiques longitudinaux et transversaux auxquels on ajoute des voiles.

Ainsi le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature sera conduit selon les prescriptions du **BAEL99** et celles du **RPA99** modifié **2003**.

La descente de charge a pour but de déterminer les charges d'exploitation qui sont reprises par les différents poteaux

II.1.3 pré dimensionnements :

1- Planchers

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles disposées suivant le sens de la plus petite portée :

$$ht \geq L_{\max} / 22.5$$

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

Dans notre cas : $L_{\max} = 415$ cm

$$ht \geq 415/22.5 = 18.44 \text{ cm}$$

$$ht \geq 18.44 \text{ cm}$$

⇒ On opte pour un plancher **(16 + 4) cm**

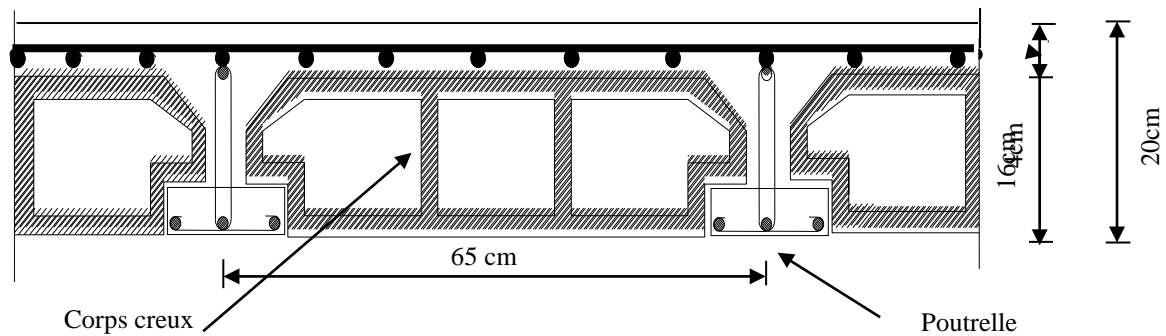


Figure II.1 Coupe du plancher

2- Dalles pleines :

Les dalles pleines sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis.

L'épaisseur de la dalle pleine (qui repose sur quatre appuis) pour la salle des machines de l'ascenseur est donnée par la formule suivante : $e_p \geq \frac{l_x}{30}$.

Avec : l_x : Portée libre.

e_p : Épaisseur de la dalle.

Ce type d'élément travaille essentiellement en flexion (poutres, poutrelles ou murs.)

L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

a) Résistance au feu :

- $e=7$ cm pour une heure de coup de feu.
- $e=11$ cm pour deux heures de coup de feu.
- $e=17,5$ cm pour quatre heures de coup de feu.

⇒ On admet : $e = 15$ cm.

b) Isolation phonique :

Selon les règles techniques « **CBA93** » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : **15 cm**.

c) Résistance à la flexion :

- Dalle reposant sur deux appuis : $L_x / 35 < e < L_x / 30$.
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $L_x / 50 < e < L_x / 40$.

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

d) Condition de flèche :

Selon (**Art/B.6.5.3 BAEL99**), nous devons vérifier les conditions suivantes :

- $f_{\max} < L_{\max} / 500$ si la portée L est au plus égale à 5m .
- $f_{\max} < 0.5 \text{ cm} + L_{\max} / 1000$ si la portée L est supérieur à 5 m.

3- Poutres :

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et des surcharges des plancher aux l'élément verticaux (poteaux et voiles).

Pour le pré dimensionnement des poutres ; le [RPA2003-Art 7-5-1] exige :

- Largeur $b \geq 20 \text{ cm}$
- Hauteur $h \geq 30 \text{ cm}$
- $\frac{h}{b} \leq 4$
- $b_{\max} \leq 1,5 h + b_1$.

D'après les règles de déformabilité des éléments, les dimensions des poutres sont données comme suit :

Hauteur des poutres :

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

Avec : L : La plus grande travée.

Largeur des poutres :

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

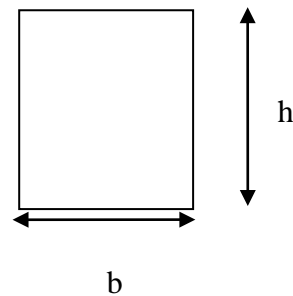


Figure II.2 section de la poutre

a- poutres principales (sens transversal) :

Sachant que : $b_{\text{pot}} = 30 \text{ cm}$ (zone IV)

$$l_{\max} = 460 - 30 = 430 \text{ cm} :$$

$$430 / 15 \leq h \leq 430 / 10 \quad \text{ce qui donne : } 28.66 \leq h \leq 43.00$$

- On prend : $h = 40 \text{ cm}$.

Par conséquent la largeur b sera :

$$0,4 h = 16 \text{ cm}$$

$$0,7 h = 28 \text{ cm}$$

$$16 \leq b \leq 28$$

- On prend $b = 30 \text{ cm}$.

⇒ D'où la section des poutres principales est de « 30x40 » cm²

b- poutres secondaires (sens longitudinal) :

Elles sont parallèles aux poutrelles. Elles assurent le chaînage

Sachant que : $L_{max} = 415 - 30 = 385\text{cm}$

$385/15 = 25.66\text{cm}$; $385/10 = 38.50\text{cm}$

Donc : $26.00 \leq h \leq 38.50$ on prend : $h = 35\text{ cm}$

La largeur b sera donc :

$0,4 h = 14\text{cm}$

$0,7 h = 24.5\text{cm}$

$14 \leq b \leq 24.5$ on prend : $b = 30\text{ cm.}$

⇒ D'où la section des poutres secondaires est de « 35x30 » cm².

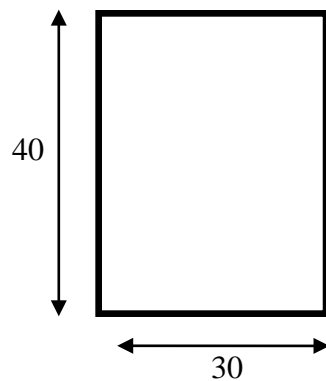


Figure II.3 Dimensions de la poutre principale

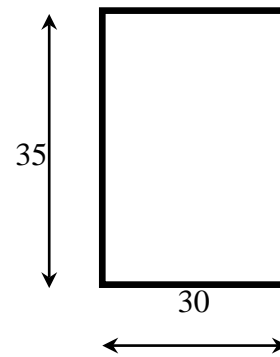


Figure II.4 Dimensions de la poutre secondaire

Vérification (RPA 99 version 2003, ART/7.5.1)

	Poutres Principales	Poutres secondaires	obs
Hauteur (cm)	$40 > 30$	$35 > 30$	Oui
Largeur (cm)	$30 > 20$	$30 > 20$	Oui
Hauteur / Largeur	$1.33 < 4$	$1.16 < 4$	Oui
$b_{max} \leq 1,5 h + b_1$	$30 < 85$	$30 < 82.5$	Oui

• **Remarque :**

On remarque bien que les conditions imposées par le RPA99 version 2003 sont toutes vérifiées, donc les sections adoptées sont :

- Poutres principales (40x 30) cm²
- Poutres secondaires (35 x 30) cm²

Voiles

- L'épaisseur minimale d'un voile : $e_{min} = 15\text{ cm}$
- D'après le RPA 99 version 2003 (article 7.7.1), les voiles doivent satisfaire la condition :
 $L > 4 e$; Où : L : longueur de voile
 e : épaisseur de voile.

L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre maximale du poteau h_e et des conditions de rigidité. Dans notre cas :

$e \geq h_e / 20 = 391 - 20 / 20 = 18.55\text{cm.}$

On adopte **e = 20 cm.**

4- poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé de section (rectangulaire, Carré,...).

Le dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charges pour le poteau le Plus sollicité. Le poteau est dimensionné à l'ELS, en considérant que seul le béton reprend l'effort Normal. $N_s = G + Q$

La section du poteau est obtenue par la formule suivante : $A \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

A : section du poteau.

N_s : effort normal (calculé par la descente de charge).

σ_{bc} : Contrainte limite de service du béton en compression.

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28}$$

Selon le (RPA99 version 2003, A7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

-Min (b1, h1) 25cm en zone I et II_a

-Min (b1, h1) 30cm en zone III et II_b

-Min (b1, h1) $h_e/20$.

$$\frac{1}{4} \leq \frac{h_1}{b_1} \leq 4.$$

a- Localisation des charges et des surcharges :

Pour déterminer les charges permanentes G(KN/m²); et les surcharges d'exploitation Q(KN/m²); nous allons nous référer au DTR B.C 2.2 ;

b- Descente de charge :

Surface d'influence :

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

$$= 1.925 \times 2.15 + 1.7 \times 2.15 + 1.925 \times 1.425 + 1.7 \times 1.425$$

$$S = 12.96 \text{ m}^2.$$

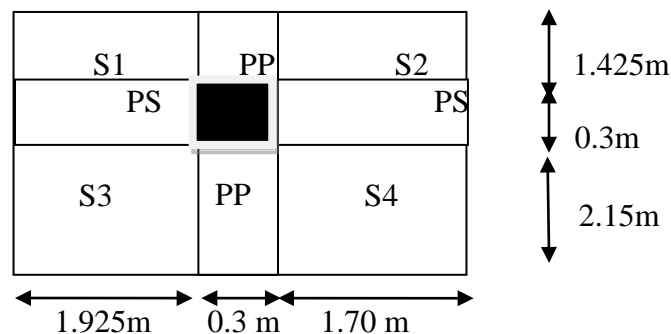


Figure II.5 Localisation du poteau le plus sollicité (3C)

b-Détermination des charges et surcharges :

1-Charges permanentes : $G = \rho \cdot e$ ρ : le poids volumique.
 e : l'épaisseur de l'élément.

- Plancher terrasse :

N	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Protection lourde	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multi couches	0.02	06	0.12
3	Forme de pente en béton	0.06	22	1.32
4	Feuille de polyane (par vapeur)	--	--	0.01
5	Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
6	Plancher en corps creux	0.2	14	2.80
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale Gt				5.46 -

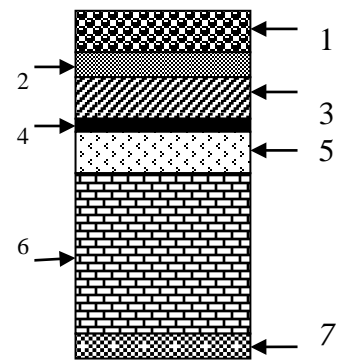


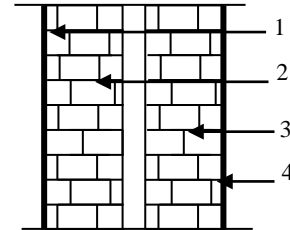
Figure : plancher terrasse

- Plancher d'étage courant :

N	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (kN/m)	G (kN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher en corps creux	0.20	-	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons de séparation intérieure	0.1	13	1.3
Charge permanente totale Gc				5.50

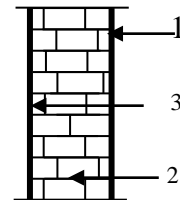
- **Maçonnerie :**
- **Murs extérieurs :**
En double cloison (avec briques creuses) d'épaisseur 30cm.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	Charge G (KN/m ²)
1	Enduit ciment	0.02	22	0.44
2	Brique creuse	0.10	9	0.9
3	Lame d'air	0.05	/	--
4	Brique creuse	0.10	9	0.9
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale Gt				2.44



- **Murs de séparation :**
Ils sont constitués de briques creuses de 10cm et un enduit plâtre des deux faces

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
2	Briques creuses	0.10	9	0.90
3	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale Gt				1.30



2-Surcharge d'exploitation :

Eléments	Surcharge (KN/m ²)	Surface total (KN)
Plancher terrasse inaccessible (Qt)	1	1x12.96=12.96 KN
Plancher d'étage courant(Qc)	1.5	1.5x12.96=19.44 KN
Plancher d'étage de service (Qc)	2.5	2.5x12.96=32.4 KN
RDC+E/SOL2	4	4x12.96=51.84 KN
Porte à faux (Q _{balcons})	3.5	/
Escaliers	2.5	/
Acrotère	1.00	/

3-Poids propre des éléments :**- L'acrotère :**

$$S = (0.03 \times 0.1) / 2 + (0.07 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0.067 \text{ m}^2$$

$$G = (0.067 \times 25) = 1.675 \text{ KN/ml}$$

- Plancher terrasse :

$$G_t = 5.46 \times 12.96 = 70.76 \text{ kN}$$

- Plancher d'étage courant :

$$G_c = 5.5 \times 12.96 = 71.28 \text{ KN}$$

- Poutres :**• Poutres principales :**

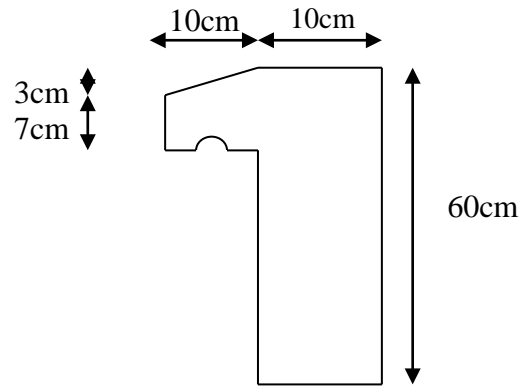
$$G_{pp} = 0.3 \times 0.4 (1.425 + 2.15) \times 25 = 10.725 \text{ KN}$$

• Poutres secondaires :

$$G_{ps} = 0.30 \times 0.35 (1.7 + 1.925) \times 25 = 9.52 \text{ KN}$$

Poids total (G_{pp}+G_{ps})

$$G_{pt} = 20.245 \text{ KN}$$

**Figure II.8** L'acrotère**c- Dégression verticale des surcharges d'exploitation :**

Le règlement Algérien (DTR B.C.2.2) exige l'application de dégression des surcharges d'exploitations sur des bâtiments à grand nombre d'étages ; où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi s'applique entièrement sur tous les niveaux.

La loi de dégression est :
$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \text{ pour } n \geq 5$$

Terrasse	Q_0	↘
9 ^{eme}	$Q_0 + Q_1$	↘
8 ^{eme}	$Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$	↘
7 ^{eme}	$Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	↘
6 ^{eme}	$Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	↘
5 ^{eme}	$Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	↘
4 ^{eme}	$Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	↘
3 ^{eme}	$Q_0 + 0,71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	↘
2 ^{eme}	$Q_0 + 0,69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	↘
1 ^{er}	$Q_0 + 0,67 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$	↘
RDC	$Q_0 + 0,65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$	↘

Figure II.9 Dégression verticale des surcharges d’exploitation

Avec :

Q_0 : surcharge d’exploitation à la terrasse.

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

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

- Tableau des valeurs de la relation $(3+n)/(2n)$

Norme	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coef	1	0.9	0.9	0.8	0.8	0.7	0.71	0.6	0.66	0.65

d- Calcul des surcharges d’exploitation

Exemple de calcul : $St= 12.96m^2$

$Q_0= 1 \times 12.96 = 12.96 \text{ KN/ m}^2$

$Q_0+ Q_1 = 12.96 + (1.5 \times 12.96) = 32.40 \text{ KN/m}^2$

$Q_0+0.95 (Q_1+Q_2) = 49.89 \text{ KN /m}^2$

$Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3) = 65.44 \text{ KN /m}^2$

$$Q_{0+0.85} (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4) = 79.056 \text{ KN/ m}^2$$

$$Q_{0+0.80} (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5) = 90.72 \text{ KN /m}^2$$

$$Q_{0+0.75} (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6) = 100.44 \text{ KN / m}^2$$

$$Q_{0+0.714}(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7) = 128.64 \text{ KN/ m}^2$$

$$Q_{0+0.68} (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)= 153.576 \text{ KN/ m}^2$$

$$Q_{0+0.67} (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9) = 187.00 \text{ KN /m}^2$$

$$Q_{0+0.65} (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}) = 194.4 \text{ KN /m}^2$$

Pré dimensionnement des poteaux :

Niveau	Charge Permanente G (KN)					Charge d'exploitation Q (KN)		Effort normal N (KN)	Section du Poteau	
	Plancher	Poutre	Poteau	G _{tot}	G _{Cum}	Q _{Planche}	Q _{Cum}		N=GC+QC	S _{Trouvée}
terrace	70.76	20.245	0	91.01	91,01	12,96	12.96	103.97	69.31	
09	71.28	20,245	6.683	98.21	189.22	19.44	32.40	221.62	147.75	30x30
08	71.28	20,245	6.683	98.21	287.43	19.44	49.89	337.32	224.88	30x30
07	71.28	20,245	6.683	98.21	385.64	19.44	65.44	451.08	300.72	30x30
06	71.28	20,245	9.1	98.21	483.85	19.44	79.056	562.906	375.27	35x35
05	71.28	20,245	9.1	98.21	582.06	19.44	90.72	672.78	448.52	35x35
04	71.28	20,245	9.1	98,21	680.27	19.44	100.44	780.71	520.47	35x35
03	71.28	20,245	11.88	103.4	783.67	32.40	128.64	912.31	608.20	40x40
02	71.28	20,245	11.88	103.4	887.07	32.40	153.576	1040.646	693.76	40x40
01	71.28	20.245	11.88	103.4	990.47	32.40	187.00	1177.47	784.98	40x40
RDC	71.28	20,245	19.79	111.31	1101.78	51.84	194.4	1296.18	864.12	45x45

Tableau II.1 : Récapitulatif de la descente de charge.

Remarque : on a passé d'une section de (30 x 30) à une section de (45 x 45) pour deux raisons telles-que :

- Pour ne pas avoir la rotule plastique dans les poteaux avant les poutres.
- Pour une meilleure disposition des armateurs.

Conclusion

Les sections des poteaux adoptées sont :
 Entre sols , RDC $\Rightarrow (45 \times 45) \text{ cm}^2$
 Niveau 1 , 2 ,3 $\Rightarrow (40 \times 40) \text{ cm}^2$
 Niveau 4,5,6 $\Rightarrow (35 \times 35) \text{ cm}^2$
 Niveau 7, 8,9 $\Rightarrow (30 \times 30) \text{ cm}^2$

Remarque :

Après les dégâts constatés lors du séisme de 21 Mai 2003 à BOUMERDES, il est recommandé de concevoir des poteaux forts et des poutres moins fortes afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau.

Ceci nous a conduits à augmenter la section de nos poteaux (pour éviter la rotule plastique), ainsi qu'une bonne répartition des aciers dans ses derniers.

II.2.1 Vérification des conditions du RPA (article 7.4.1) :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ en zone II.

$\text{Min}(b_1, h_1) = 30 \text{ cm}$ (OK) ;

II.2.2 Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

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

Le calcul du poteau au flambement consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50 \quad (\text{BAEL 99 B.8.4.1})$$

- Avec :
- λ : élancement du poteau.
 - L_f : longueur de flambement $L_f = 0.7 L_0$ (poteaux encasté-encasté)
 - L_0 La hauteur libre de poteaux ;
 - i : rayon de giration.

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; \quad I = \frac{a b^3}{12}$$

Avec : I : Moment d'inertie.

$B = ab$ = Section transversale du poteau.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{a b^3}{12}}} = \frac{0.7 L_0 \sqrt{12}}{b}$$

- poteau de E/SOL (45x45) cm² :

$$L_0 = 3.39 \text{ m}, b = 0,45 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 18.25 < 50 \quad \text{vérifiée}$$

- Poteaux du RDC (45X45) cm² :

$$L_0 = 3.56 \text{ m}, b = 0,45 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 19.16 < 50 \quad \text{vérifiée}$$

- Poteau étage 1, 2,3 (40x40) cm² : $L_0 = 2,62 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 15.86 < 50$ vérifiée

- poteau étage 4, 5,6 (35 ×35) cm² : $L_0 = 2,62 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 18.13 < 50$ vérifiée

- poteau étage 7, 8,9 (30 × 30) cm² : $L_0 = 2,62 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 21.15 < 50$ vérifiée

La condition étant vérifiée, tous les poteaux de l'ossature sont prémunis contre le flambement.

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRE

III.1. Calcul des planchers :

Introduction :

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité, le plancher à corps creux est d'épaisseur (16 + 4) avec une dalle de compression de 4 cm.

Le plancher à corps creux est constitué de :

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

- Remplissage en corps creux ; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de 16 cm.

- Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :

- ✓ Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
- ✓ Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.
- ✓ Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées, notamment celles correspondantes aux cloisons.

III.1.1. Ferrailage 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 treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles seront au plus égales :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures (poutrelles).
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures (poutrelles).

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

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

Soit : $A_{\perp} = 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2$; avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2$; avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension (4 × 5 × 200 × 200) mm².

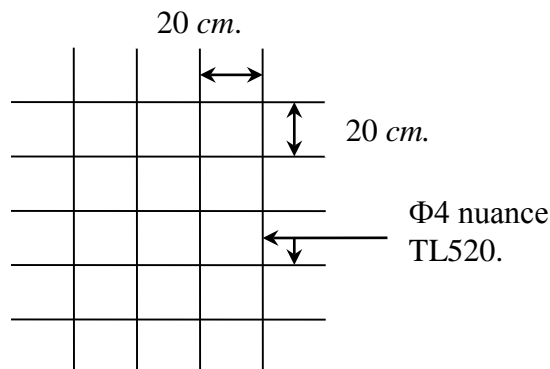


Figure III.1 : Treillis soudés (200×200)

III.1.2. Etude de la poutrelle :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives.

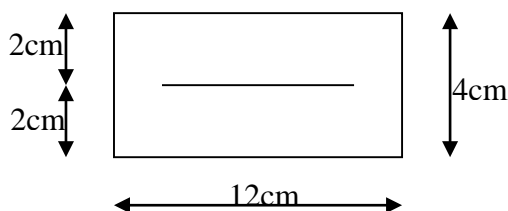
Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes :

III.1.2.1. Avant coulage de la dalle de compression (section rectangulaire) :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion ; elle doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est de 0.95 KN/m^2 et celui de la main d'œuvre.

- Poids propre de la poutrelle :

$$G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml.}$$



- Poids du corps creux :

$$G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml.}$$

- Poids totale :

$$G_{tot} = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml.}$$

- Surcharge de l'ouvrier :

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

1) Calcul à l'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

- **Combinaison de charges :**

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

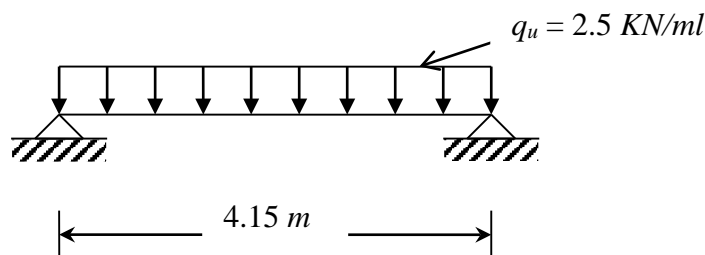


Figure III.2 : Schéma de calcul de la poutrelle

- **Calcul du moment en travée :**

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{8} = 2.5 \times \frac{(4.15)^2}{8} = 5.4 \text{ KN.m.}$$

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

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 4.15}{2} = 5.2 \text{ KN}$$

2) Ferrailage :

$$b = 12 \text{ cm. ; } c = 2 \text{ cm. ; } h = 4 \text{ cm. ; } d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm. (d : hauteur utile).}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} ; \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\delta_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{5.4 \times 10^6}{(120) \times (20)^2 \times 14.2} = 7.92$$

$$\mu_u = 7.92 > \mu_r = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{La section est doublement armée.}$$

Conclusion :

La section de la poutrelle est petite, par conséquent, on ne peut pas placer la totalité des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul. On prévoit alors des étais intermédiaires pour la conforter (l'aider à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression), de manière à ce que les armatures comprimées ne lui soient pas utiles.

La distance entre fil d'étais est de 100 cm.

III.1.2.2. Après coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encastrée partiellement par ses deux extrémités. Elle aura une section en T et sera soumise aux charges suivantes qui seront considérées uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles :

- Charge permanente : $G = 5.46 \times 0.65 = 3.549 \text{ KN/ml}$.
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$.

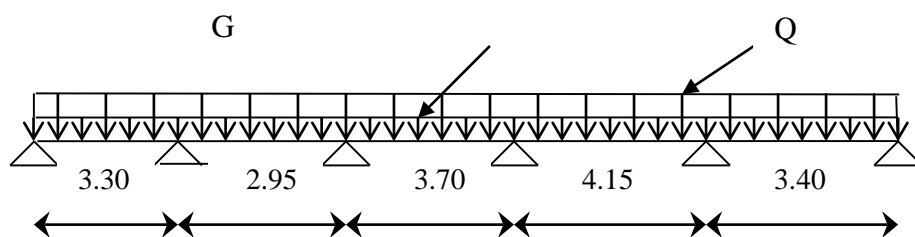


Figure III.3: Schéma de chargement de la poutrelle continue

• Dimensionnement de la poutrelle :

h : hauteur de la poutrelle (**16+4**)

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

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

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{l_0}{10}; \frac{l_0}{2}; 8h_0 \right\}$$

L_0 : distance entre axe des poutrelles.

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

L : portée libre entre nus.

$$L = 4.15 \text{ m}$$

D'où :

$$b_1 \leq \min \{26.5; 32; 41.5\}$$

$$b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

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

• Charges :

- Charge permanente : $G = 5.46 \times 0.65 = 3.549 \text{ KN/ml}$.
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$.

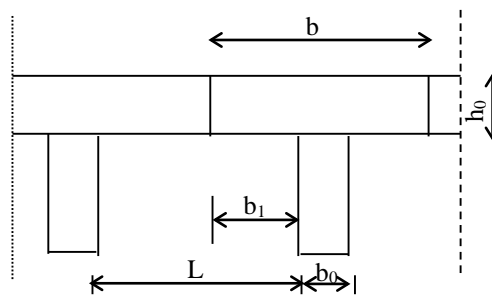


Figure III.4 : Dimensions de la poutrelle

- **Combinaison d'actions :**

$$ELU : q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 5.93 \text{ KN/ml}$$

$$ELS : q_s = G + Q = 4.32 \text{ KN/ml}$$

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

H₁ : 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 :

$$Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ KN/m}^2\}$$

$$Q = 1.5 \text{ KN} < \max \{2G = 7.098 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2\} \implies \text{Condition vérifiée}$$

H₂ : Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées \implies Condition vérifiée

H₃ : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\forall i : \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{330}{295} = 1.12$$

$$\forall i : \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{295}{370} = 0.8$$

$$\forall i : \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{370}{415} = 0.89$$

$$\forall i : \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{370}{415} = 0.89$$

$$\forall i : \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{340}{415} = 0.81$$

$$\forall i : \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{415}{370} = 1.12$$

$$\forall i : \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{370}{295} = 1.25$$

$$\forall i : \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{295}{330} = 0.89 \implies \text{Condition vérifiée}$$

H₄ : La fissuration est considérée comme non préjudiciable \implies Condition vérifiée

Conclusion :

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

Principe de la méthode : (BAEL99 modifié 99) :

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

Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation est défini comme suit :

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

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée L que la travée considérée est soumise au mêmes charges (moment isostatique) M_w, M_s

$$M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

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 :

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

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

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

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.

Effort tranchant :

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est : $T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$

M_{i+1} , M_i : moments aux appuis (i+1) et (i) respectivement de la travée considérée et à prendre avec les signes.

$\theta(x)$: Effort tranchant de la travée isostatique,

$$T_i = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \quad ; \quad T_{i+1} = \frac{-q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

Application de la méthode :**- Calcul des rapports de charge :**

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1}{1+5.46} = 0.15$$

α	$1+0,3\alpha$	$\frac{1.2+0.3\alpha}{2}$	$\frac{1+0.3\alpha}{2}$
0.15	1.045	0.623	0.523

Tableau III.1 : Rapport de charges

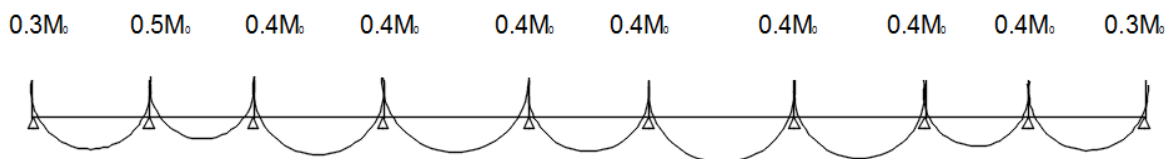


Figure III.5 : Valeurs des moments aux appuis

- Calcul du moment isostatique :

$$\text{Travée 1-2 : } M_{01} = 5.93 \times \frac{(3.3)^2}{8} = 8.07 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée 2-3 : } M_{02} = 5.93 \times \frac{(2.95)^2}{8} = 6.45 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée 3-4 : } M_{03} = 5.93 \times \frac{(3.7)^2}{8} = 10.15 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée 4-5 : } M_{04} = 5.93 \times \frac{(4.15)^2}{8} = 12.77 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 5-6 : } M_{05} = 5.93 \times \frac{(3.4)^2}{8} = 8.57 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 6-7} = \text{travée 4-5} = M_{06} = 12.77 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 7-8} = \text{travée 3-4} = M_{07} = 10.15 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 8-9} = \text{travée 2-3} = M_{08} = 6.45 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 9-10} = \text{travée 1-2} = M_{09} = 8.07 \text{ KN.m}$$

- Moments aux appuis :

$$M_1 = 0.3 M_0 = 0.3 \times 8.07 = 2.421 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0.5 M_{\max} (M_{01}, M_{02}) = 0.5 \times 8.07 = 4.035 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0.4 M_{\max} (M_{02}, M_{03}) = 0.4 \times 10.15 = 4.06 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0.4 M_{\max} (M_{03}, M_{04}) = 0.4 \times 12.77 = 5.108 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0.4 M_{\max} (M_{04}, M_{05}) = 0.4 \times 12.77 = 5.108 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = M_4 = 5.108 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = M_3 = 5.108 \text{ KN.m}$$

$$M_8 = M_2 = 4.06 \text{ KN.m}$$

$$M_9 = M_1 = 4.035 \text{ KN.m}$$

$$M_{10} = 0.3 M_{09} = 0.3 \times 8.07 = 2.421 \text{ KN.m}$$

- Moments En travées :

- Pour les travées de rive (1- 2) et (9 - 10) :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1.05)M_0 \text{ . Et } (1.05 \geq 1.045 = 1 + 0.3\alpha)$$

$$M_{t1-2} + \frac{M_1 + M_2}{2} \geq (1.05)M_{02}$$

$$M_{t1-2} + \left(\frac{2.421 + 4.035}{2} \right) \geq (1.05 \times 8.07)$$

$$M_{t1-2} + 3.228 \geq 8.4735$$

$$M_{t1-2} \geq 5.245 \text{ KN.m}$$

$$M_{t1-2} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{01} = 0.623 \times 8.07 = 5.03$$

$$\text{Soit : } M_{t1-2} = M_{t9-10} = 5.245 \text{ KN.m}$$

- Pour les travées intermédiaires (2 - 3) et (8 - 9) :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1.05)M_0 \text{ et } (1.05 \geq 1.045 = 1 + 0.3\alpha).$$

$$M_{t2-3} + \frac{M_2 + M_3}{2} \geq (1.05)M_0$$

$$M_{t2-3} + \left(\frac{4.035 + 4.06}{2} \right) \geq (1.05 \times 6.45)$$

$$M_{t2-3} + 4.05 \geq 6.7725$$

$$M_{t2-3} \geq 2.7225 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2-3} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_{01} = 0.523 \times 6.45 = 3.37 \text{ KN.m}$$

$$\text{Soit : } M_{t2-3} = M_{t8-9} = \mathbf{3.37 \text{ KN.m}}$$

- Pour les travées intermédiaires (3 - 4) et (7 - 8) :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1.05)M_0 \text{ et } (1.05 \geq 1.045 = 1 + 0.3\alpha).$$

$$M_{t3-4} + \frac{M_3 + M_4}{2} \geq (1.05)M_{03}$$

$$M_{t3-4} + \left(\frac{4.06 + 5.108}{2} \right) \geq (1.05 \times 10.15)$$

$$M_{t3-4} + 4.584 \geq 10.6575$$

$$M_{t3-4} \geq 6.0735 \text{ KN.m}$$

$$M_{t3-4} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_{01} = 0.523 \times 10.15 = 5.3 \text{ KN.m}$$

$$\text{Soit : } M_{t3-4} = M_{t7-8} = \mathbf{6.0735 \text{ KN.m}}$$

- Pour les travées intermédiaires (4 - 5) et (6 - 7) :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1.05)M_0 \text{ et } (1.05 \geq 1.045 = 1 + 0.3\alpha).$$

$$M_{t4-5} + \frac{M_4 + M_5}{2} \geq (1.05)M_0$$

$$M_{t4-5} + \left(\frac{5.108 + 5.108}{2} \right) \geq (1.05 \times 12.77)$$

$$M_{t4-5} + 5.108 \geq 13.4085$$

$$M_{t4-5} \geq 8.3005 \text{ KN.m}$$

$$M_{t4-5} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{01} = 0.523 \times 12.77 = 6.6787 \text{ KN.m}$$

$$\text{Soit : } M_{t4-5} = M_{t6-7} = \mathbf{8.3005 \text{ KN.m}}$$

- Pour les travées intermédiaires (5 - 6) :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1.05)M_0 \text{ et } (1.05 \geq 1.045 = 1 + 0.3\alpha).$$

$$M_{t5-6} + \frac{M_5 + M_6}{2} \geq (1.05)M_0$$

$$M_{t5-6} + \left(\frac{5.108 + 5.108}{2} \right) \geq (1.05 \times 8.57)$$

$$M_{t5-6} + 5.108 \geq 8.9985$$

$$M_{t5-6} \geq 3.8905 \text{ KN.m}$$

$$M_{t5-6} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{01} = 0.523 \times 8.57 = 4.482 \text{ KN.m}$$

$$\text{Soit : } M_{t5-6} = \mathbf{4.482 \text{ KN.m}}$$

Calcul des efforts tranchants :

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

$$V_e = \frac{-q_u \times L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

$$V_w = \frac{q_u \times L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

Travée 1-2 :

$$L_i = 3.30 \text{ m et } q_u = 5.93 \text{ kn.m}$$

$$V1 = \frac{5.93 \times 3.30}{2} + \frac{-4.035 + 2.421}{3.3}$$

$$\mathbf{V1 = 9.295 \text{ KN}}$$

$$V2 = \frac{-5.93 \times 3.30}{2} + \frac{-4.035 + 2.421}{3.3}$$

$$\mathbf{V2 = - 10.27 \text{ KN}}$$

Travée 2-3 :

$$L_i = 2.95 \text{ m}$$

$$V_2 = \frac{5.93 \times 2.95}{2} + \frac{-4.06 + 4.035}{2.95}$$

$$V_2 = 8.738 \text{ KN}$$

$$V_3 = -\frac{5.93 \times 2.95}{2} + \frac{-4.06 + 4.035}{2.95}$$

$$V_3 = -8.755 \text{ KN}$$

Travée 3-4 :

$$L_i = 3.7 \text{ m}$$

$$V_3 = \frac{5.93 \times 3.7}{2} + \frac{-5.108 + 4.06}{3.7}$$

$$V_3 = 10.687 \text{ KN}$$

$$V_4 = -\frac{5.93 \times 3.7}{2} + \frac{-5.108 + 4.06}{3.7}$$

$$V_4 = -11.25 \text{ KN}$$

Travée 4-5 :

$$L_i = 4.15 \text{ m}$$

$$V_4 = \frac{5.93 \times 4.15}{2} + \frac{-5.108 + 5.108}{4.15}$$

$$V_4 = 12.30 \text{ kn}$$

$$V_5 = -12.30 \text{ KN}$$

Travée 5-6 :

$$L_i = 3.4 \text{ m}$$

$$V_5 = \frac{5.93 \times 3.4}{2} + \frac{-5.108 + 5.108}{3.4}$$

$$V_5 = 10.08 \text{ KN}$$

$$V_6 = -10.08 \text{ KN}$$

Travée 6-7 :

$$L_i = 4.15 \text{ m}$$

$$V_6 = \frac{5.93 \times 4.15}{2} + \frac{-5.108 + 5.108}{4.15}$$

$$V_6 = 12.3 \text{ KN}$$

$$V_7 = -12.3 \text{ KN}$$

Travée 7-8 :

Li = 3.7 m

$$V7 = \frac{5.93 \times 3.7}{2} + \frac{-4.06 + 5.108}{3.7}$$

$$V7 = 11.25 \text{ KN}$$

$$V8 = -\frac{5.93 \times 3.7}{2} + \frac{-4.06 + 5.108}{3.7}$$

$$V8 = -10.68 \text{ KN}$$

Travée 8-9 :

Li = 2.95 m

$$V8 = \frac{5.93 \times 2.95}{2} + \frac{-4.035 + 4.06}{2.95}$$

$$V8 = 8.755 \text{ KN}$$

$$V9 = -\frac{5.93 \times 2.95}{2} + \frac{-4.035 + 4.06}{2.95}$$

$$V9 = -8.738 \text{ KN}$$

Travée 9-10 :

Li = 3.30 m

$$V9 = \frac{5.93 \times 3.3}{2} + \frac{-2.421 + 4.035}{3.3}$$

$$V9 = 10.27 \text{ KN}$$

$$V10 = -\frac{5.93 \times 3.3}{2} + \frac{-2.421 + 4.035}{3.3}$$

$$V10 = -9.25 \text{ KN}$$

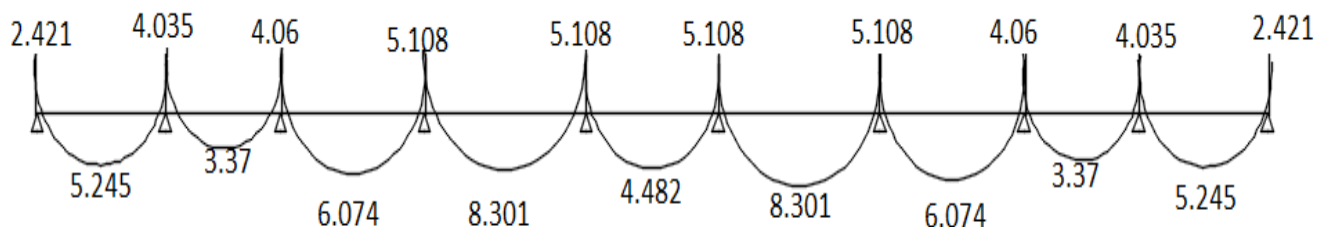


Figure III.6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

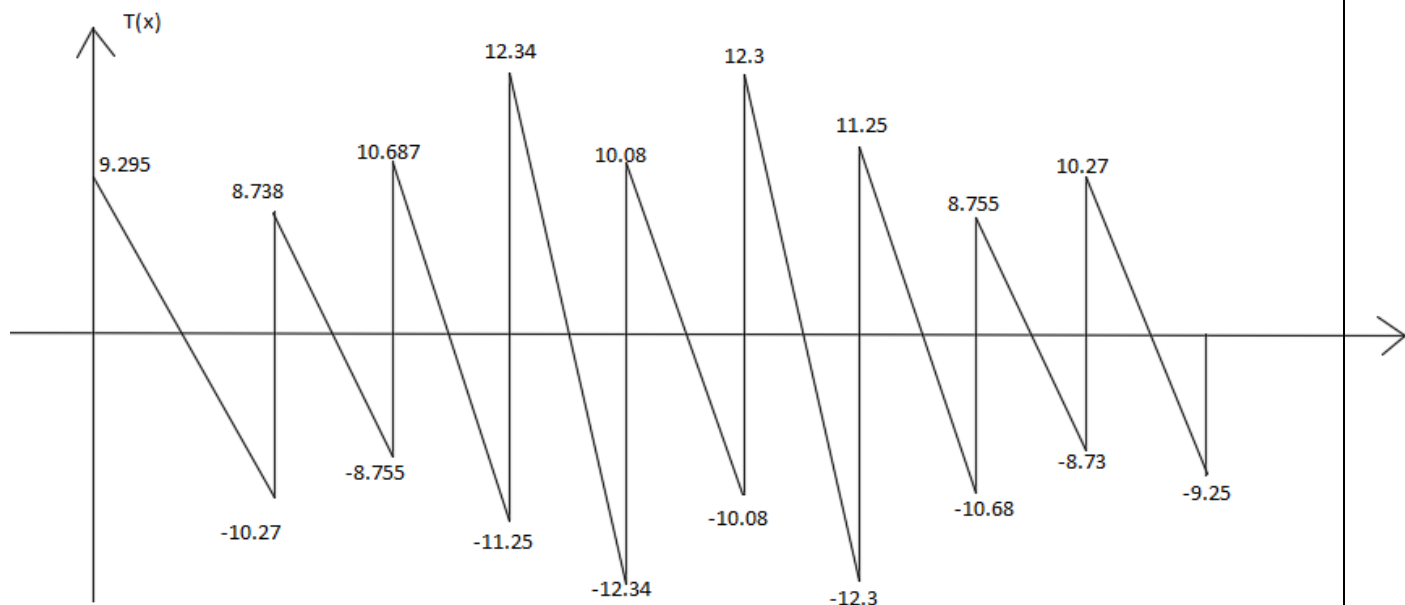


Figure III.7 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

III.1.3. Calcul des armatures :

III.1.3.1. Calcul à l'état limite ultime (ELU) :

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

a) Armatures longitudinales :

En travées :

Le moment maximal en travée : $M_{\max}^t = 14.05 \text{ KN.m}$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{ab}^t = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 14.2 \times 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$$M_{ab}^t = 59.072 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max}^t \leq M \implies \text{L'axe neutre est dans la table de compression.}$$

Le calcul se fera pour une section rectangulaire (b, h) :

$$\mu_b = \frac{M_{\max}^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14.05 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.254$$

$$\mu_b = 0.254 < \mu_e = 0.392 \implies \text{La section est simplement armée donc } A'_s = 0$$

$$\mu_b = 0.254 \Rightarrow \beta = 0.985$$

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

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{14.05 \times 10^3}{0.991 \times 18 \times 348} = 2.276 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow On opte pour : $A_{st} = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$

- **Aux appuis :**

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera donc comme pour une section rectangulaire.

Le moment max aux appuis : $M_a^{\max} = 5.108 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{5.108 \times 10^3}{0.12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.092$$

$\mu_b = 0.092 < \mu_e = 0.392 \Rightarrow$ La section est simplement armée

$$\mu_b = 0.092 \Rightarrow \beta = 0.952$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5.108 \times 10^3}{0.952 \times 18 \times 348} = 0.856 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow On opte pour : $A^a = 1 \text{ HA}12 = 1.13 \text{ cm}^2$

b) Armatures transversales :

- **Section minimale d'armatures d'âme : (Art A.5.1.22 /BAEL99 modifié 99)**

Si on désigne par A_t la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité f_e , on

doit avoir : $\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0.4 b_0 S_t}{f_e}$

L'espacement (S_t) des cours successifs de ces armatures doit être au plus égal à la plus petite des valeurs : $0.9d$ et 40 cm .

$$S_t \leq \min\{0.9d; 40 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{16.2; 40\} = 16.2 \text{ cm} \quad \text{Soit: } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times 12 \times 15}{400} = 0.18 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0.18 \text{ cm}^2$$

Possibilité de bétonnage correct : (Art A.5.1 ,22 /BAEL99 modifié 99) :

Le diamètre d'armature d'âme d'une poutre est au plus à $h/35$ (h étant la hauteur de la poutre), ainsi qu'au diamètre des barres longitudinales et au dixième de la longueur d'âme.

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \varphi_1 \right\} \quad \Phi_L \text{ Diamètre maximal des armatures longitudinales.}$$

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \varphi_1^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1.2 \right\} = 0.57 \text{ cm} = 57 \text{ mm}$$

On choisit un étrier **T6**, soit 2brins : $A_t = 0.57 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 0.18 \text{ cm}^2$

Conclusion :

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers **T6**, avec un espacement constant **St = 15 cm** sur la totalité des poutrelles.

c) Calcul de l'ancrage :

Ancrages rectilignes : (Art A.5.1, 22 /BAEL99 modifié 99) :

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 donnée par l'expression :

$$L_s = \frac{\Phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm} \quad \text{Soit : } L_s = 40 \text{ cm}$$

III.1.3.2. Vérifications à l'ELU :

1. Condition de non fragilité : (Art A 4.2.1/ BAEL 99 modifié 99)

Par définition, une section tendue ou fléchie est considérée comme non fragile si la sollicitation provoquant la fissuration du béton dans le plan de la section considérée entraîne dans les aciers une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticités garante. Dans le cas d'une section rectangulaire simplement fléchi, de largeur « b » armée d'une section « A_s » cette condition s'exprime par :

$$A_s \geq 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = A_{\min}$$

En travée :

$$A_{\min} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis :

$$A_{\min} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

2. Justification sous sollicitation de l'effort tranchant : (Art A.5.1 /BAEL 99 modifié 99)

Les poutres soumises à des efforts sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime. Cette justification est conduite à partir de la contrainte tangentielle τ_u , prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} \quad \text{Avec } T_{\max} = 12.34 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{12.34}{0.12 \times 0.18} \times 10^{-3} = 0.571 \text{ MPa}$$

3. État ultime des armatures d'âme : (Art A 5.1, 23 /BAEL 99 modifié 99) :

La justification vis-à-vis de l'état limite ultime des armatures d'âme, dans le cas courant de flexion simple avec des armatures d'âme droites (c'est-à-dire perpendiculaires à la fibre moyenne), s'exprime par :

$$A_t \geq A_{\min} = \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3f_{t28}) b_0 S_t}{0.9f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{1.15(0.571 - 0.3 \times 2.1) \times 12 \times 15}{0.9 \times 400} = -0.03$$

$$A_{\min} < 0 \quad \Longrightarrow \quad \text{Aucune vérification à effectuer.}$$

4. État limite ultime du béton de l'âme : (Art A 5.1, 21/BAEL 99 modifié 99) :

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites et les fissurations sont peu nuisibles, la contrainte τ_u doit vérifier :

$$\tau_u \leq \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.571 \text{ MPa} < \bar{\tau} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

5. Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1, 3/BAEL 99 modifié 99) :

Pour les appuis simples d'about, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$T_{\max} \leq V_{\max} = \frac{0.4b_0 \cdot a \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

a : longueur d'appuis de la bielle $a \leq 0.9d$

$$V_{\max} = \frac{0.4 \times 0.12 \times (0.9 \times 0.18) \times 25 \times 10}{1.5} = 129.6 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 12.34 \text{ KN} < V_{\max} = 129.6 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.1.3.3. Calcul à l'état limite de service (ELS) :

La charge étant la même sur toutes les travées des poutrelles, les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculées à l'ELU sont proportionnelles à cette charge (q_u). Il suffit donc de multiplier les résultats du calcul à l'ELU par (q_s) et de diviser par (q_u) pour obtenir les valeurs à l'ELS, c'est-à-dire par le coefficient :

$$I = \frac{q_s}{q_u} = \frac{4.32}{5.93} = 0.728$$

• Moments fléchissant :**✓ En travée :**

Pour les travées de rives (1-2) et (9-10) : $M_{1-2} = M_{9-10} = 5.245 \times 0.728 = 3.818 \text{ KN.m}$

Pour les travées (2-3) et (8-9) : $M_{2-3} = M_{8-9} = 3.370 \times 0.728 = 2.453 \text{ KN.m}$

Pour les travées (3-4) et (7-8) : $M_{3-4} = M_{7-8} = 6.074 \times 0.728 = 4.422 \text{ KN.m}$

Pour les travées (4-5) et (6-7) : $M_{4-5} = M_{6-7} = 8.301 \times 0.728 = 6.043 \text{ KN.m}$

Pour la travée (5-6) : $M_{5-6} = 4.482 \times 0.728 = 3.263 \text{ KN.m}$

✓ Aux appuis :

$M_1 = 1.762 \text{ KN.m}$; $M_2 = 2.937 \text{ KN.m}$; $M_3 = 2.956 \text{ KN.m}$; $M_4 = 3.719 \text{ KN.m}$;

$M_5 = 3.719 \text{ KN.m}$; $M_6 = 3.719 \text{ KN.m}$; $M_7 = 3.719 \text{ KN.m}$; $M_8 = 2.956 \text{ KN.m}$.

$M_9 = 2.937 \text{ KN.m}$; $M_{10} = 1.762 \text{ KN.m}$.

Efforts tranchants :

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

$$V_e = \frac{-q_u \times L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

$$V_w = \frac{q_u \times L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

Travée 1-2 :

$$V1 = 6.77 \text{ KN}$$

$$V2 = - 7.48 \text{ KN}$$

Travée 2-3 :

$$V2 = 6.361 \text{ KN}$$

$$V3 = - 6.374 \text{ KN}$$

Travée 3-4 :

$$V3 = 7.781 \text{ KN}$$

$$V4 = - 8.190 \text{ KN}$$

Travée 4-5 :

$$V4 = 8.981 \text{ KN}$$

$$V5 = - 8.981 \text{ KN}$$

Travée 5-6 :

$$V5 = 7.338 \text{ KN}$$

$$V6 = - 7.338 \text{ KN}$$

Travée 6-7 :

$$V6 = 8.981 \text{ KN}$$

$$V7 = - 8.981 \text{ KN}$$

Travée 7-8 :

$$V7 = 8.190 \text{ KN}$$

$$V8 = - 7.781 \text{ KN}$$

Travée 8-9 :

$$V8 = 6.374 \text{ KN}$$

$$V9 = - 6.361 \text{ KN}$$

Travée 9-10 :

$$V9 = 7.48 \text{ KN}$$

$$V10 = - 6.77 \text{ KN}$$

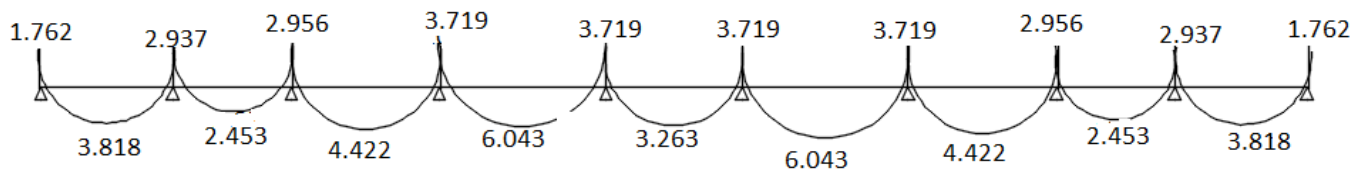


Figure III.8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

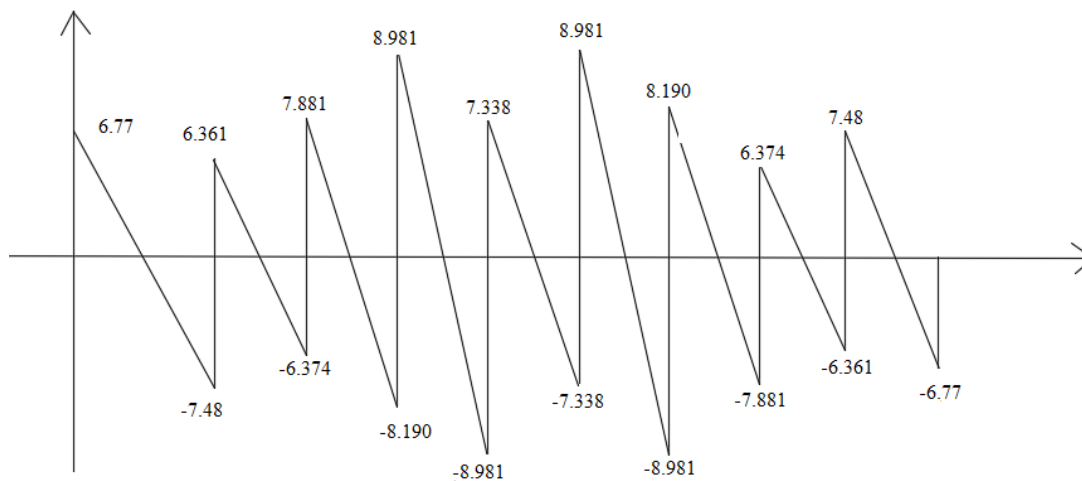


Figure III.9 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

III.1.3.4. Vérifications à l'état limite de service (ELS) :

- **Etat limite d'ouverture des fissures : (Art A.4.5,3/BAEL 99 modifié 99) :**

Les formes et dimensions de chaque élément, ainsi que les dispositions des armatures, sont conçues de manière à limiter la probabilité d'apparition des fissures d'une largeur supérieure à celle qui serait tolérable en raison du rôle et de la situation d'ouvrage.

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable car l'élément est couvert, on admet donc de ne pas effectuer de vérifications de l'état limite d'ouverture de fissures

(A.4.5,3/ BAEL99 modifié 99)

- **Etat limite de résistance du béton en compression :**

On peut se dispenser de vérifier la contrainte maximale de compression de σ_{bc} , si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

- La section est rectangulaire soumise à la flexion simple.
- La nuance des aciers est Fe E400.

$$- \text{ Si } : \alpha < \frac{\alpha - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

✓ **Aux appuis :**

$$M_s = 3.719 \text{ KN.m} \quad M_u = 5.108 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{5.108}{3.719} = 1.38$$

Si la condition $\alpha < \frac{\alpha - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ est vérifiée, donc pas de vérification pour σ_{bc}

$$\frac{\alpha - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.44$$

$$\text{On a } \mu = 0.073 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0.095 < 0.44$$

$$\alpha = 0,095 < \frac{\alpha - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **En travée :**

$$M_s = 6.043 \text{ KN.m} \quad M_u = 8.301 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{8.301}{6.043} = 1.37$$

$$\text{On a } \mu = 0.018 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0.0227 < 0.44$$

$$\alpha = 0,0227 < \frac{\alpha - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.43 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Etat limite de déformation-Vérification de la flèche (Art A.3.6.51/ BAEL99 modifié 99) :

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

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$✓ \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$✓ \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$$

$$✓ \quad \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_c}$$

Avec :

h : hauteur totale : $h = 20 \text{ cm}$;

L : portée entre nue d'appuis ;

M_t : moment max en travée ;

M_0 : moment max de la travée isostatique ;

A : section des armatures ;

b_0 : largeur de la nervure ;

d : hauteur utile de la section droite

$$\text{On a : } \frac{h}{L} = \frac{20}{385} = 0.0519 \text{ cm}$$

⇒ La première condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est indispensable

Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_{ts} l^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{3850}{500} = 7.7 \text{ mm}$$

\bar{f} : La flèche admissible

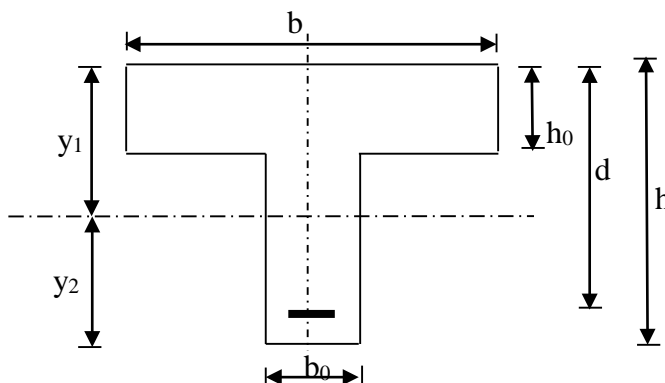
E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818.87 \text{ MPa}$$

I_{fv} : Moment d'inertie total de la section droite homogénéisée par rapport au CDG de la section.

$$I_{fv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée ($n = 15$) par rapport au centre de gravité de la section.



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

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} ;$$

S_{xx} : moment statique par apport à l'axe xx passant par le centre de gravité de la section ;

B_0 : la section homogénéisée.

$$y_1 = \frac{b_0 \cdot \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d}{b_0 \cdot h + (b - b_0) h_0 + 15 \cdot A} \quad y_1 = \frac{12 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 1.51 \times 18}{12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 1.51} = 6.80 \text{ cm}$$

$$y_1 = 6.80 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1$$

$$y_2 = 20 - 6.80 = 13.2 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{12 \times (6.8^3 + 13.2^3)}{3} + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(6.8 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 1.5 \times (13.2 - 2)^2 = 36184.3 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 36184,3 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{1,51}{12 \times 18} = 0,0069 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.996$$

ρ : le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures).

La contrainte dans les aciers est donnée par :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^t}{\beta \cdot d \cdot A} = \frac{6.04 \times 10^4}{0.99 \times 180 \times 1.51} = 224.47 \text{ MPa}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0.007} = 2.35$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{ 0.592 ; 0 \} = 0.59$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 36184.3}{1 + 2.35 \times 0.59} = 16678.3 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{6.04 \times 10^6 \times 3.2^2}{10 \times 10818.87 \times 16678.28} = 0.0342$$

$$f = 3.20 \text{ mm} < \quad \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3850}{500} = 7.7 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.2 L'escalier

Dans une construction, la circulation verticale et à pieds entre les étages est assurée par l'intermédiaire des escaliers. L'escalier se compose d'une ou plusieurs volées comportant des marches, des paliers de départ, d'arrivée et des paliers intermédiaires. Notre structure est composée de trois cages d'escaliers.

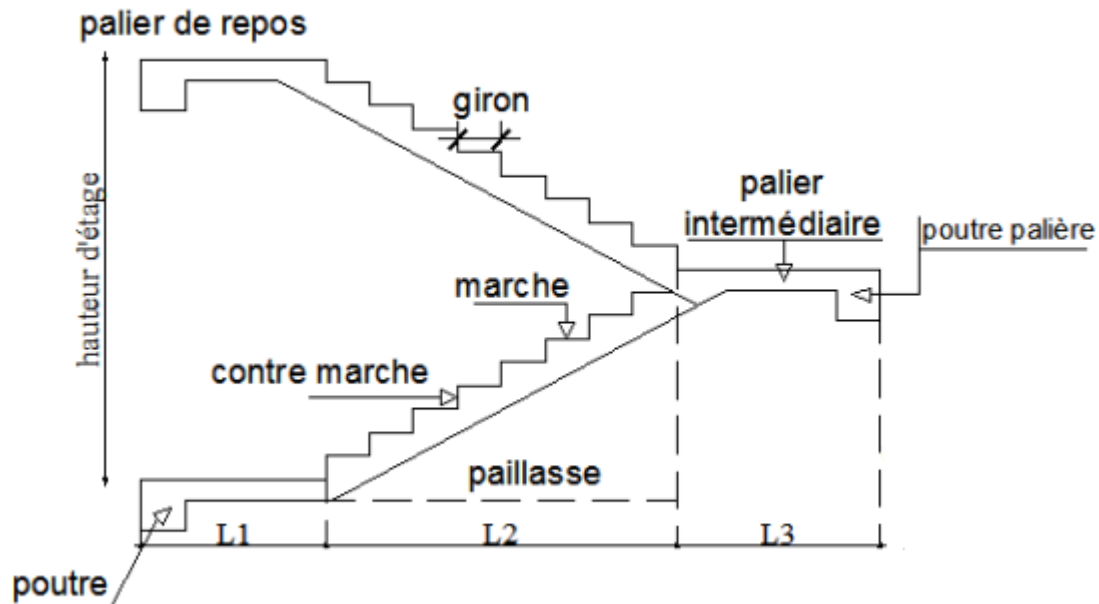


Figure 3.15 : Schéma d'un escalier

Dans le schéma représenté :

- la marche : c'est la surface plane sur laquelle se pose le pied,
- la contre marche : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 20cm,
- le giron g : est la distance en plan séparant deux contre marches successives. Elle varie entre 22 et 33cm,
- la volée : est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers (ensemble de marches), sa longueur projetée est H_0 ,
- la paillasse d'épaisseur e : est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches,
- le palier : est la plate-forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires,
- l'emmarchement : représente la largeur de la marche.

Toutes nos cages d'escalier sont constitués d'une seul volée telle quelle sont montrée dans le schéma statique ci-dessous (Figure) :

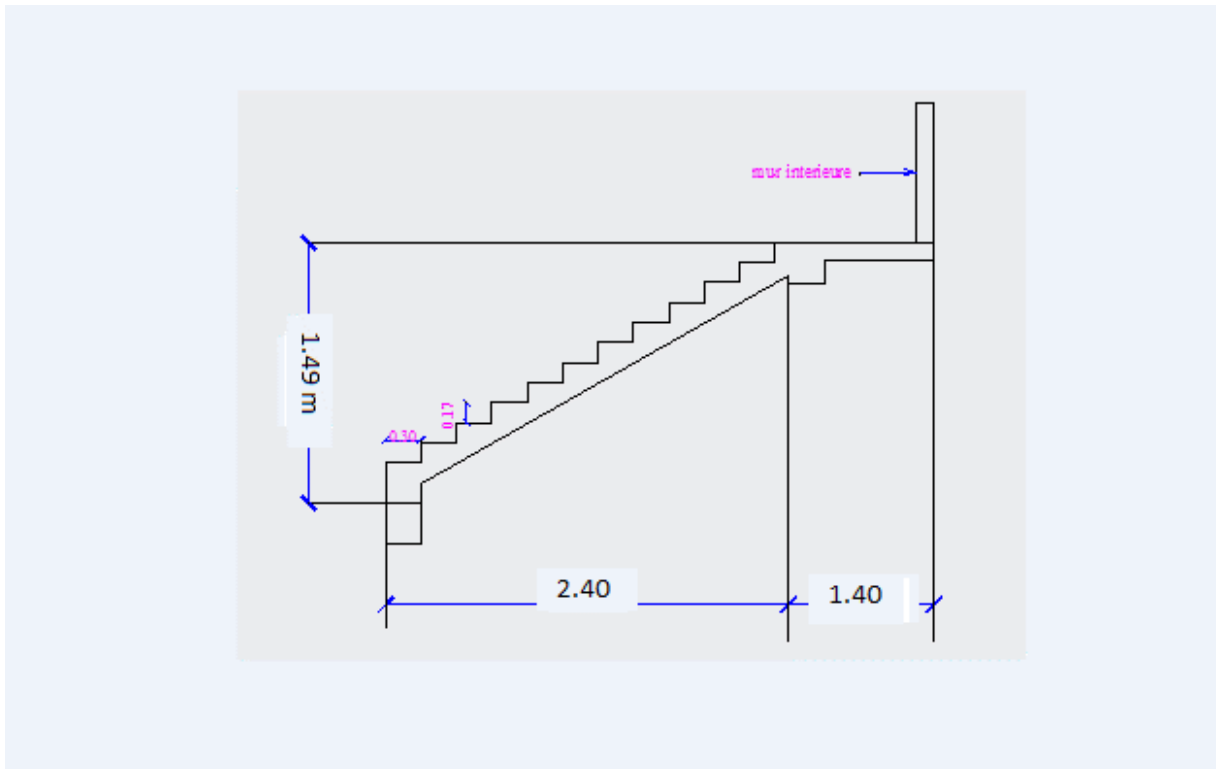


Figure 3.1 : Représentation du type d'escalier de la structure

Avec

e : épaisseur de la paillasse,

L_0 : longueur totale d'escalier,

L_2 : longueur du palier de repos,

L : portée de la paillasse,

g : giron,

h : hauteur de la contre marche,

H_0 : hauteur de la volée,

α : Inclinaison de la paillasse,

H : hauteur d'étage.

Nous prenons en compte des dimensions des plans d'architectures. Pour le confort, nous vérifions la condition de BLONDEL, qui permet le pré dimensionnement convenable de notre escalier. Pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du publique :

$$14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$$

$$22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$$

$$59\text{cm} \leq g+2h \leq 66\text{cm}$$

Le nombre de contre marche « n » :

$$n = \frac{H}{h}$$

Le nombre de marches « m » :

$$m = n - 1$$

III.2.1) Prédimensionnement de la paillasse et du palier/

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et l'épaisseur doit vérifier :

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

$$\text{Tg}\alpha = \frac{H_0}{L_0}$$

$$L = \frac{L_0}{\cos \alpha} + L_2$$

Les différents résultats que nous avons obtenus d'après la relation de blondel et après prédimensionnement de la paillasse pour les différentes hauteurs d'étages sont résumés dans les tableaux ci- après :

	H ₀ (cm)	L ₀ (cm)	α (c°)	L ₂ (cm)	L (cm)	$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$	épaisseur de paillasse retenue (cm)	Nombre de marche (cm)	Hauteur de la marche (cm)	Longueur du giron (cm)	Relation de blondel 59cm ≤ g+2h ≤ 66cm
Etages courant	148	240	31.83	140	422	14.06 ≤ 20 ≤ 21.1	20	8	17	30	59cm ≤ 64 ≤ 66cm
RDC	148	240	31.83	140	422	14.06 ≤ 20 ≤ 21.1	20	8	17	30	59cm ≤ 62 ≤ 66cm
Etage Service	148	240	31.83	140	422	14.06 ≤ 20 ≤ 21.1	20	8	17	30	59cm ≤ 62 ≤ 66cm

Tableau 3.5: résumé du prédimensionnement des différents types d'escalier de la structure

III.2.2) Détermination des charges de calcul

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de longueur, considérant que l'escalier est horizontal et d'une longueur totale $L = 2.82 + 1.6 = 4.22\text{m}$.

On considère que l'escalier est semi encastré à ses deux extrémités (ses deux appuis).

III.2.2.1) Détermination des sollicitations de calcul

Tableau 3.6 : Evaluation des charges sur les différentes paillasse

N°	désignation	Epaisseur [m]	ρ [kN/m ²]	G [kN/ml]
1	Carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
5	Poids du garde du corps +enduit	/	/	0,46
total				1,62

➤ **Poids propre total de la paillasse :**

$$G_{TOTAL} = G_{PAIL} + G_{REVT PAIL} = 8 + 1,62 = 9,62 \text{ KN/ml}$$

$$G_{TOTAL} = 9,62 \text{ KN/ml}$$

Palier :

Tableau 3.7 : Evaluation des charges sur le palier

N°	désignation	Epaisseur [m]	ρ [kN/m ²]	G [kN/ml]
1	Carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
5	enduit de ciment	0,02	18	0,36
total				1,52

Poids propre total du palier :

$$G_{PAL} = 6,25 + 1,52 = 7,77 \text{ kN/ml}$$

IV. 3.1.2. Surcharge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers est définie à partir des prescriptions du DTR qui est la même pour la paillasse et le palier ;

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

3.2.2.2) Combinaisons des charges et surcharges

➤ **Etat limite ultime : ELU**

$$q_{\text{paillasse}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 9.62 + 1.5 \times 2.5 = 16.73 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{palier}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 7.77 + 1.5 \times 2.5 = 14.23 \text{ KN/ml}$$

➤ **Etat limite de service : ELS**

➤ **Etat limite de service : ELS**

$$q_{\text{spailasse}} = G + Q = 9.62 + 2.5 = 12.12 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{spalier}} = G + Q = 7.77 + 2.5 = 10.27 \text{ KN/ml}$$

III.2.3) Dimensionnement de l'escalier

III.2.3.1) Calcul à l'état limite ultime

$$q_{\text{paillasse}} = 16.73 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{palier}} = 14.23 \text{ KN/ml}$$

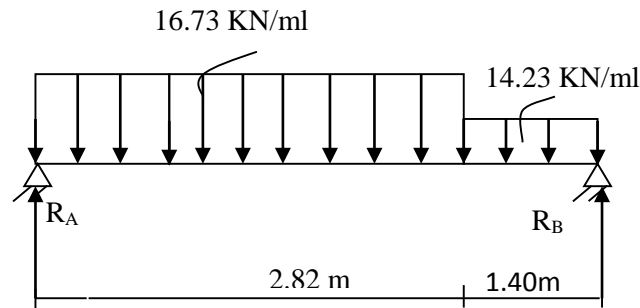


Figure 3.7 : Schéma statique à l'ELU

a. Calcul des réactions aux appuis

$$\sum F=0$$

$$R_A + R_B = 16.73 \times 2.82 + 14.23 \times 1.4 = 74.12 \text{ kN}$$

$$\sum M/B = 0$$

$$(q_{\text{palier}} \times L_{\text{palier}}) \times \frac{L_{\text{palier}}}{2} + (q_{\text{paillasse}} \times L_{\text{paillasse}}) \times \left(\frac{L_{\text{paillasse}}}{2} + L_{\text{palier}} \right) - R_A \times (L_{\text{paillasse}} + L_{\text{palier}}) = 0$$

Nous obtenons :

$$R_A = 38.96 \text{ kN}$$

$$R_B = 28.13 \text{ kN}$$

b. Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.82 \text{ m}$

- Effort tranchant

$$T_y = 16.73 x - 38.96$$

Pour $x = 0$:

$$T_y = -38.96 \text{ kN}$$

Pour $x = 2.82 \text{ m}$:

$$T_y = 8.21 \text{ kN}$$

- Moment fléchissant

$$M_z = -16.73 \frac{x^2}{2} + 38.96 x$$

Pour $x = 0$:

$$M_z = 0$$

Pour $x = 2.82 \text{ m}$:

$$M_z = 43.34 \text{ kN.m}$$

2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$

-

- Effort tranchant

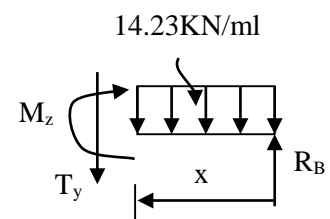
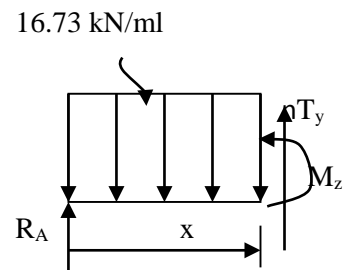
$$T_y = -14.23 x + 28.13$$

Pour $x = 0$:

$$T_y = 28.13 \text{ kN}$$

Pour $x = 1.4 \text{ m}$:

$$T_y = 8.20 \text{ kN}$$



- Moment fléchissant

$$M_z = -14.23 \frac{x^2}{2} + 28.13 x$$

Pour $x = 0$: $M_z = 0$

Pour $x = 1.4$ m : $M_z = 14.18$ kN.m

Point du moment Maximal :

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \rightarrow -16.73x + 38.96 = 0$$

Nous obtenons : $x = 2.32$ m.

Le moment $M_z(x)$ est au max pour la valeur $x = 2.32$ m.

Donc :

$$M_z^{max} = -16.73 \frac{(2.32)^2}{2} + 38.96(2.32)$$

$$M_z^{max} = 45.36 \text{ kN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_a^u = -0.3 M_z^{max} = -13.60$ kN.m

- en travées : $M_t^u = 0.85 M_z^{max} = 38.56$ kN.m

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme suivant :

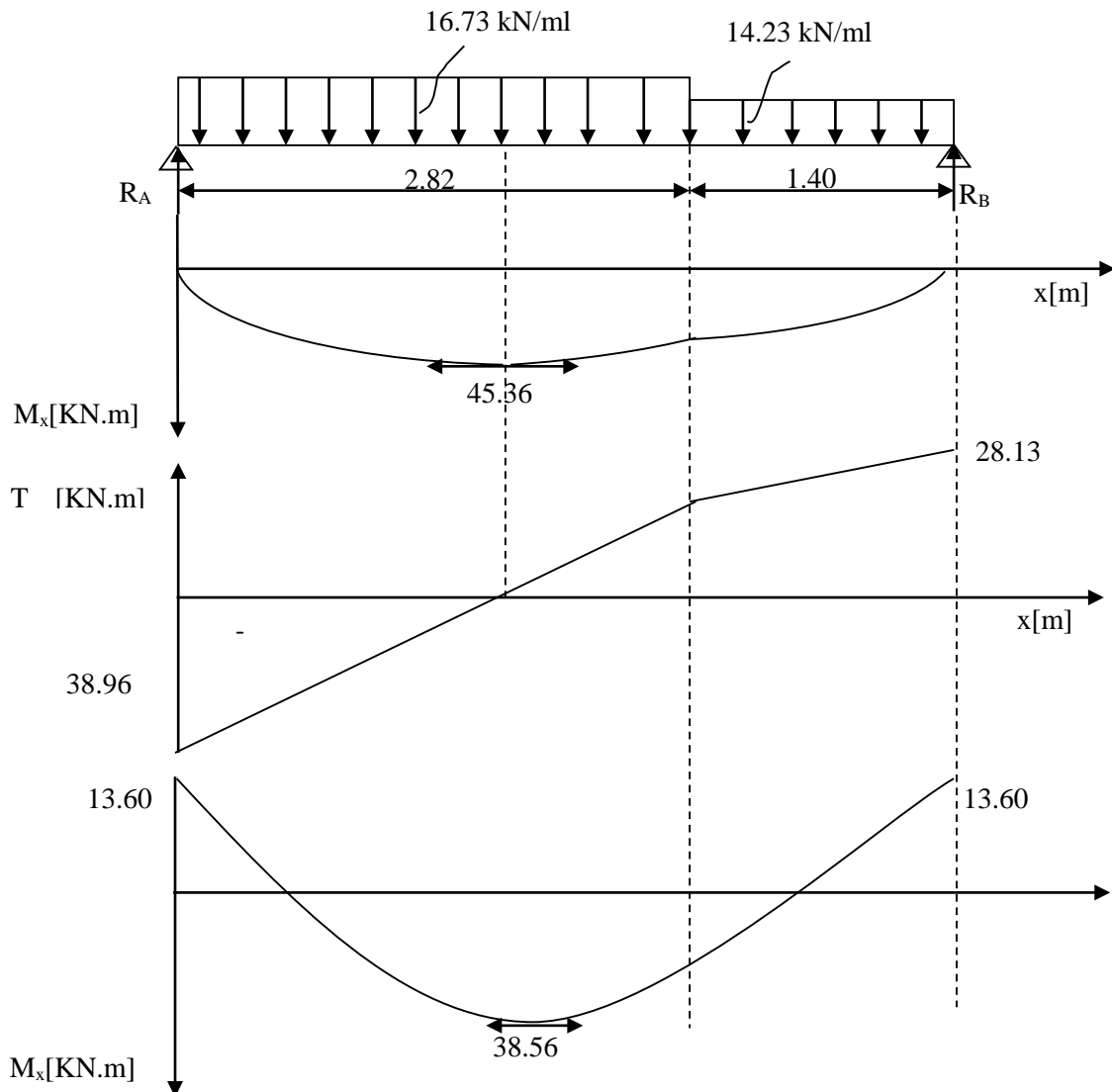
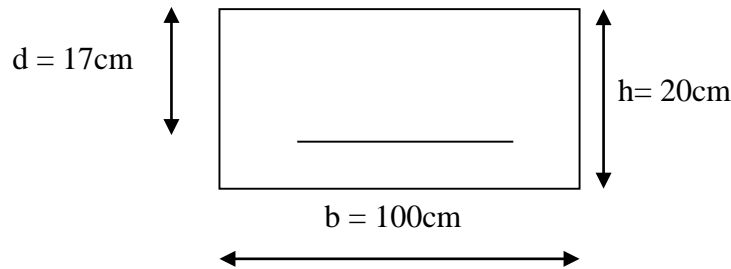


Figure 3.17 : Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à l'ELU

c. Calcul des armatures

Le calcul se fera pour une bande de 1m en flexion simple.

**- Aux appuis :**

$$M_{ua} = -0.3 M_z^{max} = -13.60 \text{ kN.m}$$

Armatures principales :

$$\mu_a = \frac{M_a^u}{b \times d \times f_{bu}} = \frac{13.60 \times 10^6}{1000 \times 170^2 \times 14.2} = 0.033$$

$$0.033 < \mu_\gamma = 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0.033 \longrightarrow \beta = 0.983$$

$$A_a = \frac{M_a^u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{13.60 \times 10^3}{0.983 \times 17 \times 348} = 2.33 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 6HA12 ($A_a = 6.78 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$.

- En travées :

$$M_{ut} = 0.85 M_z^{max} = 38.56 \text{ kN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_t^u}{b \times d \times f_{bu}} = \frac{38.56 \times 10^6}{1000 \times 170^2 \times 14.2} = 0.093$$

$$0.093 < \mu_\gamma = 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0.119 \longrightarrow \beta = 0.951$$

$$A_t = \frac{M_t^u}{\beta \times d \times f_{bu}} = \frac{38.56 \times 10^3}{0.951 \times 17 \times 348} = 6.85 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 7HA12/ml ($A_t = 7.91 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 15 \text{ cm}$

Armatures de répartition :

Pour des raisons de réalisation et de sécurité, on doit calculer les armatures de répartition avec les armatures maximales pour les paliers et la paillasse.

En appuis

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{10.77}{4} = 2.69 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA10 ($A_{rt} = 3.14 \text{ cm}^2$), avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

III.2.3.2) Vérification à l'ELU**a. Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 2.05 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis

$$A_{ua} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.05 \text{ cm}^2$$

(Condition vérifiée)

- En travées

$$A_{ut} = 10.77 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.05 \text{ cm}^2$$

(BAEL 99, Art. A.4.2.1)

b. Espacement des barres

- Armatures principales :

Aux appuis :

$$e = 20\text{cm} < \min \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

En travées :

$$e = 15\text{ cm} < \min \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

- Armatures de répartition :

Aux appuis :

$$e = 25\text{cm} < \min \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

En travées :

$$e = 25\text{ cm} < \min \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

(Condition vérifiée)

c. Vérification de la section du béton à l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd}$$

Pour une fissuration peu préjudiciable :

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

$$T_u^{max} = 38.96\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{38960}{1000 \times 170} = 0.23 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

(Condition vérifiée)

(BAEL 99 ; Art 5.1.2.1)

d. Justification des sections d'appuis

$$A_s \geq \frac{T_u^{max}}{f_{su}}$$

$$A_s = \frac{389600}{1000 \times 348} = 1.12\text{cm}^2$$

$$A_a = 4.52\text{cm}^2 > 1.12 \text{ cm}^2$$

(Condition vérifiée)

(BAEL 99 ; Art 5.1.3)

e. Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres

$$\begin{aligned} \tau_{se} &\leq \bar{\tau}_{se} \\ \bar{\tau}_{se} &= \Psi_s \times f_{t28} \\ \tau_{se} &= \frac{T_{u\max}}{0.9 d \sum U_i} \end{aligned}$$

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

$$\sum U_i = n \Pi \phi = 4 \times 3.14 \times 1.2 = 15.072 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{38960}{0.9 \times 170 \times 15.072} = 1.67 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.67 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

(Condition vérifiée)

(BAEL 99 ; Art A.6.1.3)

f. Ancrage des barres

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.328 \text{ cm}$$

Forfaitairement :

$$L_s = 40\phi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm.}$$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0.4 L_s$

$$L_a = 0.4 \times 56 = 22.4 \text{ cm}$$

(BAEL 99 ; Art 6.1.23)

III.2.3.3) Calcul à l'état limite de service

$$q_{\text{spaille}} = G + Q = 8.901 + 2.5 = 11.40 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{palier}} = G + Q = 6.35 + 2.5 = 8.85 \text{ KN/ml}$$

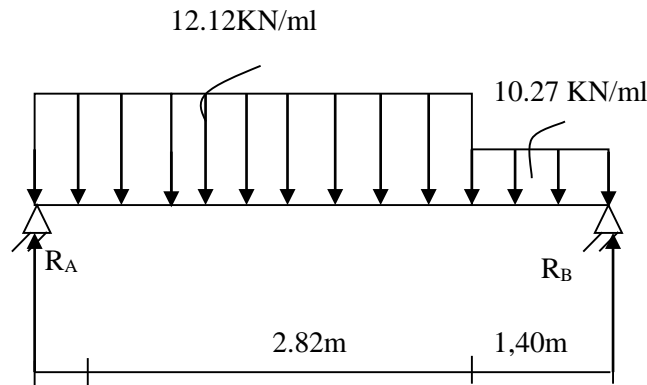


Figure 3.18 : Schéma statique à l'ELS

a. Calcul des réactions aux appuis

$$\sum F = 0$$

$$R_A + R_B = (12.12 \times 2.82) + (10.27 \times 1.60) = 50.61 \text{ kN}$$

$$\sum M/B = 0$$

$$(q_{\text{spalier}} \times L_{\text{palier}}) \times \frac{L_{\text{palier}}}{2} + (q_{\text{spaille}} \times L_{\text{paillasse}}) \times \left(\frac{L_{\text{paillasse}}}{2} + L_{\text{palier}} \right) - R_A \times (L_{\text{paillasse}} + L_{\text{palier}}) = 0$$

Nous obtenons :

$$R_A = 26.76 \text{ kN}$$

$$R_B = 23.84 \text{ kN}$$

b. Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.82 \text{ m}$

- Effort tranchant

$$T_y = 12.12 x - 27.79$$

Pour $x = 0$:

$$T_y = 27.79 \text{ kN,}$$

Pour $x = 2.82 \text{ m}$:

$$T_y = 6.38 \text{ kN}$$

- Moment fléchissant

$$M_z = -12.12 \frac{x^2}{2} + 26.76 x$$

Pour $x = 0$:

$$M_z = 0$$

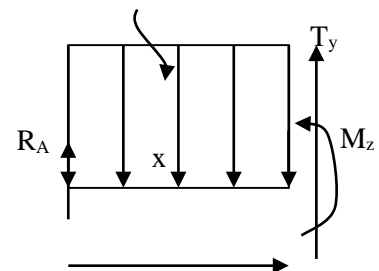
Pour $x = 2.82 \text{ m}$:

$$M_z = 27.27 \text{ kN.m}$$

2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.40 \text{ m}$

- Effort tranchant

$$T_y = -10.27 x + 23.84$$



Pour $x = 0$: $T_y = 23.84$ kN
 Pour $x = 1.40$ m : $T_y = 9.50$ kN,
 -Moment fléchissant

$$M_z = -10.27 \frac{x^2}{2} + 23.84 x$$

Pour $x = 0$: $M_z = 0$
 Pour $x = 1.40$ m : $M_z = 23.31$ kN.m

Point du moment Maximal :
 $\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \rightarrow 12.12x - 26.96 = 0$

Nous obtenons : $x = 2.22$ m.
 Le moment $M_z(x)$ est au max pour la valeur $x = 2.22$ m.

Donc :
 $M_z^{max} = -12.12 \times \frac{(2.22)^2}{2} + 26.96 (2.22)$
 $M_z^{max} = 29.98$ kN.m

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :
 - Aux appuis : $M_a^s = -0.3 M_z^{max} = -8.99$ kN.m
 - en travées : $M_t^s = 0.85 M_z^{max} = 25.84$ kN.m

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme suivant :

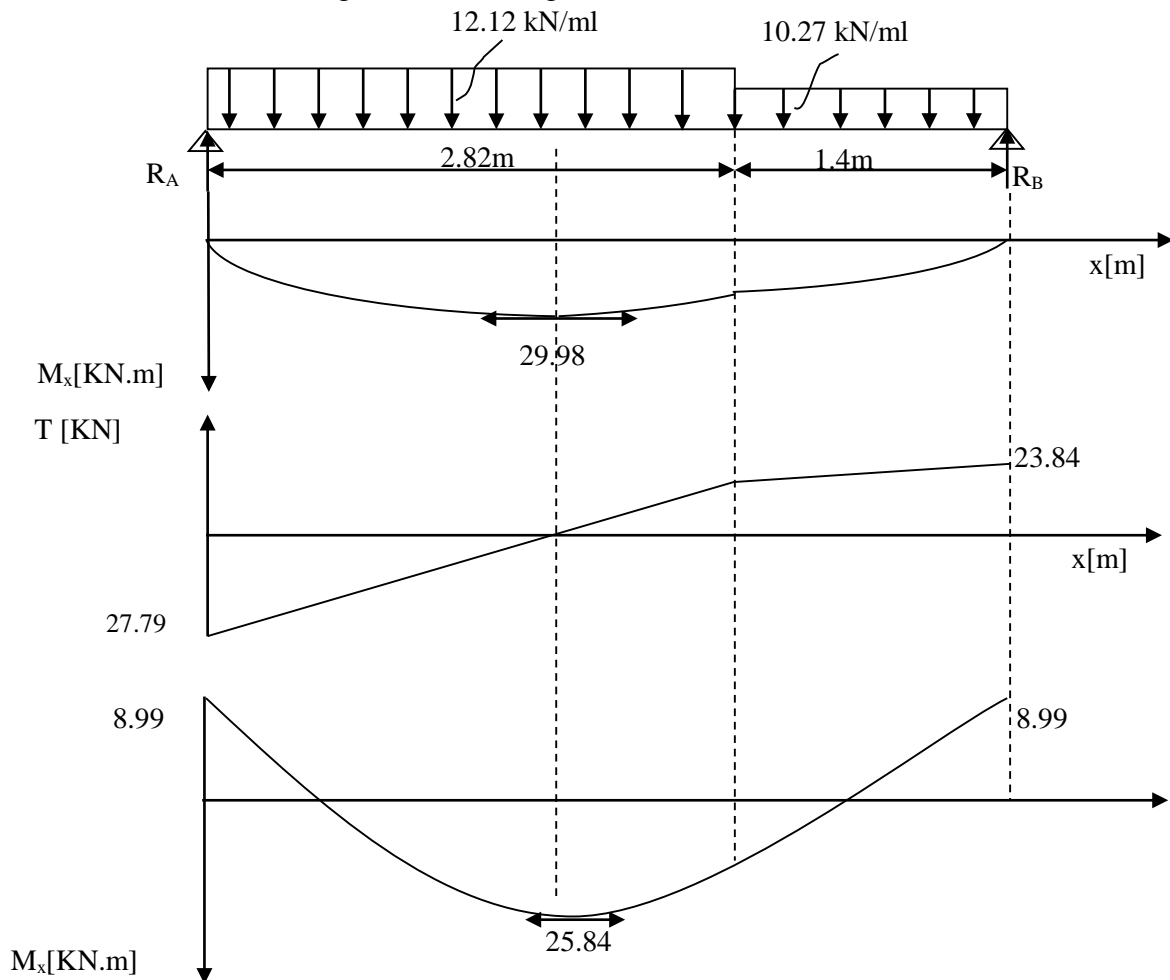
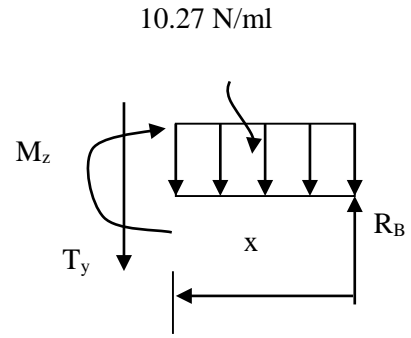


Figure 3.19 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

III.2.3.4) Vérification à l'ELS**a. Vérification des armatures**

- Armatures longitudinales :

Aux appuis

$$\mu_a = \frac{M_a^s}{b \times d \times f_{bu}} = \frac{8.99 \times 10^6}{1000 \times 170^2 \times 14.2} = 0.021$$

$$0.021 < \mu_\gamma = 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0.021 \longrightarrow \beta = 0.990$$

$$A_a = \frac{M_a^s}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{8.99 \times 10^3}{0.990 \times 17 \times 348} = 1.53 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} < 5.65 \text{ cm}^2$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

En travée

$$\mu_t = \frac{M_t^s}{b \times d \times f_{bu}} = \frac{25.84 \times 10^6}{1000 \times 170^2 \times 14.2} = 0.062$$

$$0.062 < \mu_\gamma = 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0.062 \longrightarrow \beta = 0.968$$

$$A_a = \frac{M_t^s}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{25.84 \times 10^3}{0.968 \times 17 \times 348} = 4.51 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} < 10.77 \text{ cm}^2$$

Donc les armatures à l'ELU sont suffisantes.

b. Vérification des contraintes dans le béton et les acier

$$M_t = 0.85 M_z^{\max} = 0.85 \times 29.98 = 25.48 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0.3 M_z^{\max} = 8.99 \text{ kN.m}$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec

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

En travée

$$A_{st} = 10.77 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 10.77}{100 \times 17} = 0.63$$

$$\beta_1 = 0.883, \alpha_1 = 0.551 \text{ et } k = 27.73$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^s}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{25.84 \times 10^6}{1005 \times 0.883 \times 170} = 171.28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{171.28}{27.73} = 6.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

(Condition vérifiée)

Aux appuis

$$A_u = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 17} = 0.33$$

$$\beta_1 = 0.910, \alpha_1 = 0.270 \text{ et } k = 40.56$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^s}{A_s \times \beta \times d} = \frac{8.99 \times 10^6}{452 \times 0.910 \times 170} = 128.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{128.56}{40.56} = 3.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

(Condition vérifiée)

c. Vérification de la flèche

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes n'est pas vérifiée :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

$$\frac{17}{422} = 0.04028 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

(Condition non vérifiée)

$$\frac{17}{422} = 0.04028 < \frac{133.30}{10 \times 39.18} = 0.085$$

(Condition non vérifiée)

$$\frac{5.65}{100 \times 17} = 0.0033 < \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

(Condition vérifiée)

Deux conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I}; \quad \bar{f} = 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{500}$$

Avec

 f_v : flèche due aux charges différées, E_v : Module de la déformation instantanée

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 108180.86 \text{ MPa}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - c)^2 V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

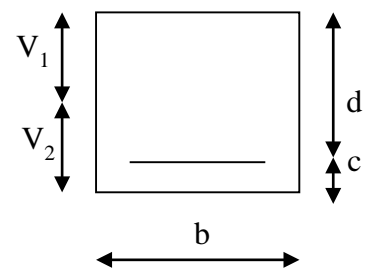
$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d$$

 S_{xx} : Moment statique ; B_0 : Aire de la section homogénéisée ;

$$B_0 = b \times h + 15 A_t$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d}{b \cdot h + 15 A_t} = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 10.77 \times 17}{100 \times 20 + 15 \times 10.77} = 10.52$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.52 = 9.48 \text{ cm}$$



D'où :

$$I_0 = \frac{100}{3} (10.52^3 + 9.48^3) + 15 \times 10.77 \times (9.48 - 3)^2$$

$$I_0 = 68254.31 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{25.84 \times 10^6 \times (4220)^2}{10 \times 10818.87 \times 68254.31 \times 10^4} = 6.23 \text{ mm} = 0.0623 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{422}{500} = 1.56 \text{ cm}$$

Donc

$$f_i = 0.0623 < \bar{f} = 1.34$$

(Condition vérifiée)

d. Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

(BAEL 99, Art A.5.34)

III.3) La poutre palière

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et la réaction du palier. Elle est partiellement encastree dans les poteaux. Sa portée est de 3 m (entre nus d'appuis).

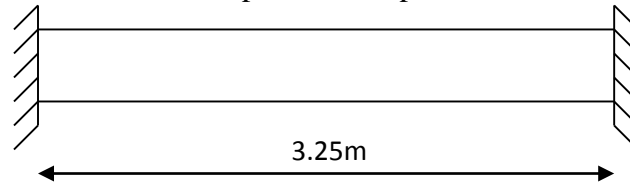


Figure : Schéma de la poutre palière

III.3.1) Prédimensionnement de la poutre palière

La hauteur h_t est donnée par la relation suivante :

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

Avec

l : longueur libre entre nus d'appuis.

$$\frac{325}{15} \leq h_t \leq \frac{325}{10}, \text{ Nous avons : } 21.66\text{cm} \leq h_t \leq 32.5 \text{ cm}$$

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

La largeur b est donnée par la relation suivante :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t, \text{ Nous avons : } 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

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

III.3.1.1) Vérification des dimensions selon le RPA

Les conditions à vérifier sont :

- $b \geq 20 \text{ cm}$,
- $h \geq 30 \text{ cm}$,
- $\frac{h}{b} \leq 4$.

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

$$h_t = 30$$

$$\frac{h}{b} = \frac{30}{25} = 1.2 \leq 4.$$

(Condition vérifiée)
(RPA 99 ; Art 7.5.1)

La poutre palière sera de dimensions (25x30) cm.

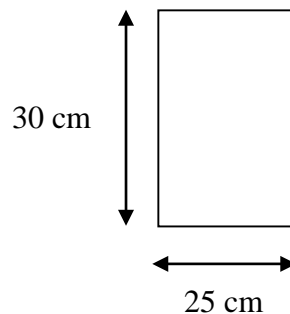


Figure : Section de la poutre palière

III.3.1.2) Détermination des charges et surcharges

$$\text{Poids propre de la poutre : } G_p = 25 \times 0.25 \times 0.3 = 1.875 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Poids du mur : } G_{\text{mur}} = 2.76 \times 1 = 2.76 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Réaction du palier à l'ELU : } R_u = 38.96 \text{ kN}$$

$$\text{Réaction du palier à l'ELS : } R_s = 26.76 \text{ kN}$$

III.3.2) Calcul de la poutre palière

III.3.2.1) Calcul à l'ELU

a. Calcul des efforts internes

$$q_u = 1.35 G + R_u$$

$$q_u = 1.35 (1.875 + 2.76) + 38.96 = 45.21 \text{ kN/ml}$$

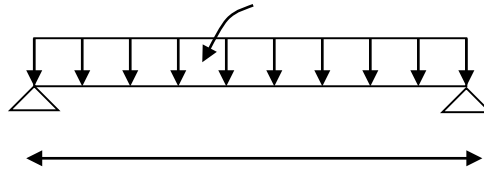


Figure : Schéma statique de la poutre palière

- Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{45.21 \times 3.25^2}{8} = 59.69 \text{ kN.m}$$

- Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{45.21 \times 3.25}{2} = 73.46 \text{ kN}$$

En tenant compte de l'effet du semi encastrement, nous allons avoir :

$$M_{app}^u = -0.3M_u = -17.90 \text{ kN.m}$$

$$M_{tr}^u = 0.85 M_u = 50.73 \text{ kN.m}$$

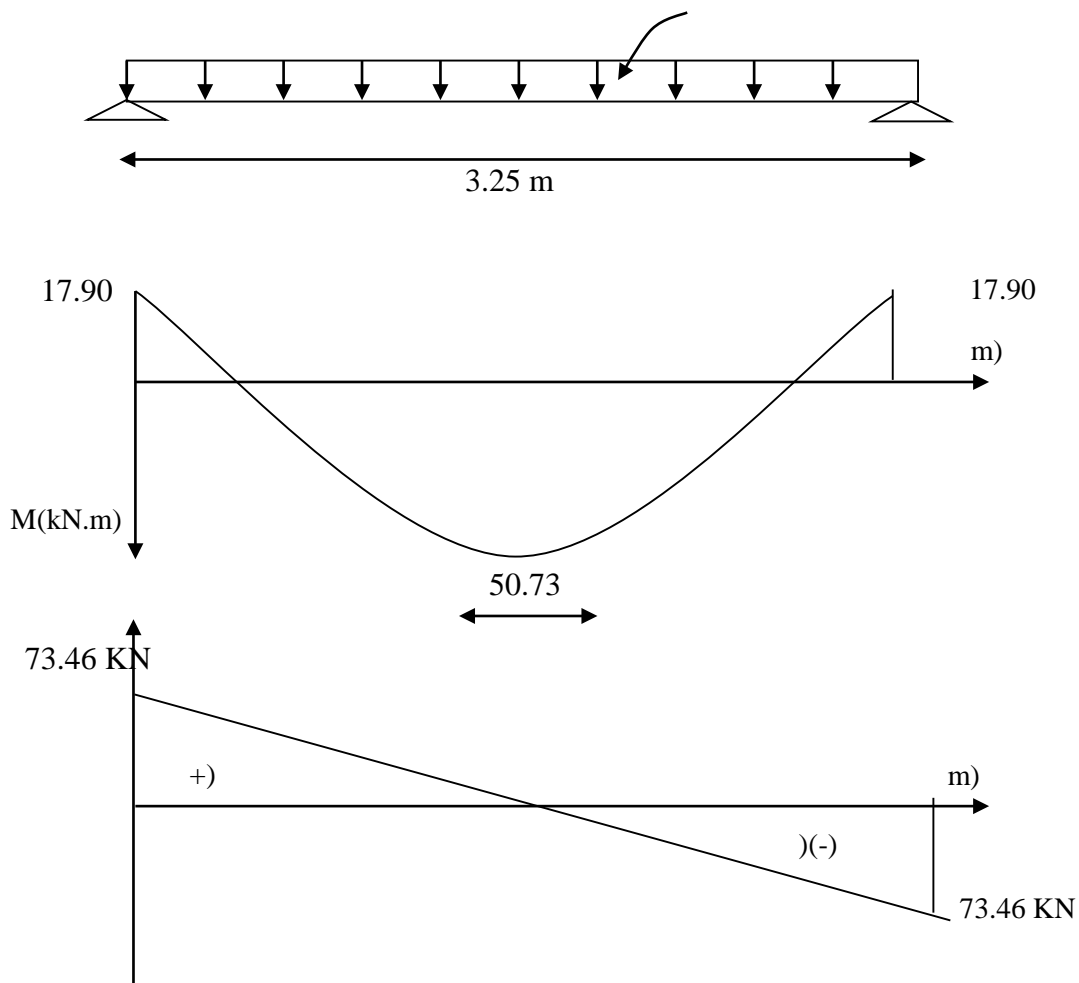


Figure : Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant à L'ELU

b. Ferrailage

- En travée

$$\left. \begin{array}{l} h=30 \text{ cm,} \\ d=27 \text{ cm,} \\ c=3 \text{ cm,} \\ b=25 \text{ cm.} \end{array} \right\}$$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{50.73 \times 10^6}{250 \times 270^2 \times 14.2} = 0.19$$

$$\mu_t = 0.19 < \mu_r = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_t = 0.19 \longrightarrow \beta = 0.894$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{50.73 \times 10^3}{0.894 \times 27 \times 348} = 6.04 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{ut} = 6\text{HA}12 = 6.78 \text{ cm}^2$, avec un espacement de $S_t = 9\text{cm}$.

- Aux appuis

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{17.90 \times 10^6}{250 \times 270^2 \times 14.2} = 0.07$$

$$\mu_t = 0.07 < \mu_r = 0.392 \quad \text{SSA}$$

$$\mu_t = 0.07 \longrightarrow \beta = 0.964$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{17.90 \times 10^3}{0.964 \times 27 \times 348} = 1.97 \text{ m}^2$$

On prend : $A_{ua} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$, avec un espacement de $S_t = 9\text{cm}$.**III.3.2.2) Vérification à l'ELU****a. Condition de non fragilité**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

En travée :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 25 \times 27 \times 2.1}{400} = 0.815 \text{ cm}^2$$

$$A = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.815 \text{ cm}^2,$$

(Condition vérifiée).

En appui :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 25 \times 27 \times 2.1}{400} = 0.815 \text{ cm}^2$$

(Condition vérifiée).

(BAEL 99 ; A.4.2.1)

$$A = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.815 \text{ cm}^2,$$

b. Vérification de l'effort tranchant

On considère la fissuration comme préjudiciable :

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u \leq \bar{\tau}_u \\ \tau_u = \frac{T_u}{bd} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} \end{array} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{73.46 \times 10^3}{250 \times 270} = 1.08 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{25}{1.5}; 4 \right\} = \min \{ 2.5 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.08 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa},$$

(Condition vérifiée).
(BAEL 99 ; A.5.1.2.1)

c. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

Influence sur les aciers :

$$A_{\text{ancr}} \geq \frac{1.15}{f_e} T_{\text{max}}$$

$$A_{\text{ancr}} = \frac{1.15}{400} (97) = 0.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{sa}} = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.33 \text{ cm}^2$$

Influence sur le béton :

$$T_{\text{umax}} \leq 0.4 \times b \times 0.9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u = 0.4 \times 250 \times 0.9 \times 270 \times \frac{25}{1.5} = 405 \text{ kN}$$

$$T_{\text{umax}} = 73.46 \text{ kN} < 405 \text{ kN}$$

(Condition vérifiée)
(BAEL 99 ; Art 5.1.3.2)

d. Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres

$$\begin{aligned} \tau_{se} &\leq \bar{\tau}_{se} \\ \bar{\tau}_{se} &= \Psi_s \times f_{t28} \\ \tau_{se} &= \frac{T_{\text{umax}}}{0.9 d \sum U_i} \end{aligned}$$

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

$$\sum U_i = n \Pi \phi = 3 \times 3.14 \times 1 = 9.42 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{73.46 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 9.42 \times 10} = 0.32 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.32 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

(Condition vérifiée)
(BAEL 99 ; Art A.6.1.3)

e. Armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_{\text{max}}; \frac{b}{10} \right\}$$

ϕ_{max} : diamètre maximal des armatures.

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35}; 10; \frac{25}{10} \right\} = \min \{0.86; 10; 2.5\} = 0.86 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales seront réalisées par étriers de T 8 avec $A_t = T 8 = 1.00 \text{ cm}^2$

(BAEL 99 ; A.7.2)

f. Ecartement des barres

En zone nodale :

$$\begin{aligned} S_t &\leq S \\ A_t &\geq 0.003 \times S \times b \\ S &= \frac{A_t}{0.003 \times b} \end{aligned}$$

$$S = \frac{6.16}{0.003 \times 25} = 82.13 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\} = \min \{15 \text{ cm}; 12 \text{ cm}\}$$

$$S_t = 12 \text{ cm} < S = 82.13 \text{ cm}$$

En zone courante:

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < S = 82.13 \text{ cm}$$

(Condition vérifiée)
(RPA 2003 ; Art A.7.5.2.2)

g. Longueur de scellement droit

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

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

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}, \text{ on prend } L_s = 40 \text{ cm}$$

(BAEL 99 ; A.6.1.22)

III.3.2.3) Calcul à l'ELS

a. Calcul des efforts internes

$$q_u = G + R_s$$

$$q_u = 1.875 + 2.76 + 26.76 = 31.40 \text{ kN/ml}$$

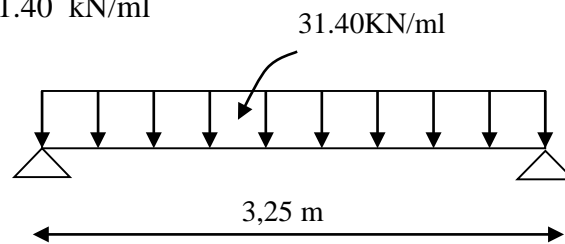


Figure : Schéma statique de la poutre palière

- Moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{31.40 \times 3.25^2}{8} = 41.45 \text{ kN.m}$$

- Effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{31.40 \times 3.25}{2} = 51.02 \text{ kN}$$

En tenant compte de l'effet du semi encastrement, nous allons avoir :

$$M_{app}^s = -0.3 M_s = -12.43 \text{ kN.m}$$

$$M_{tr}^s = 0.85 M_s = 35.23 \text{ kN.m}$$

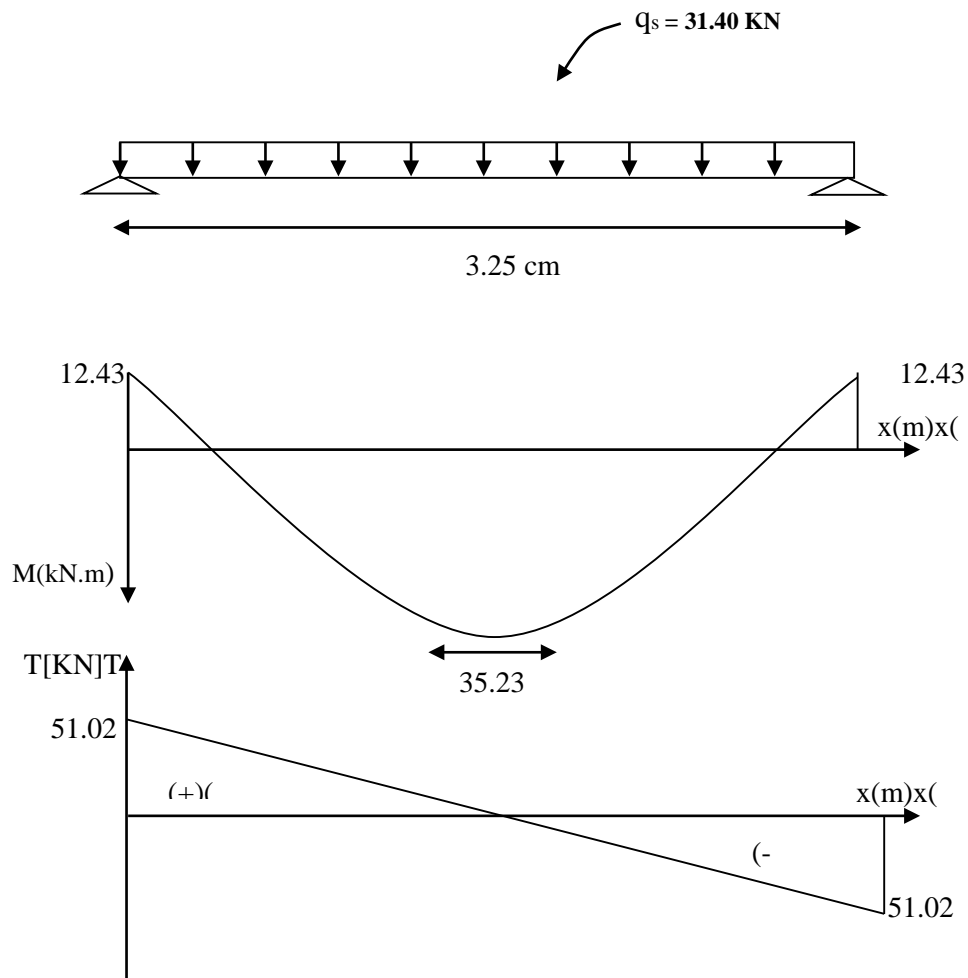


Figure : Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant à l'ELS

III.3.2.4) Vérification à l'ELS

a. Etat limite de compression du béton

$$\sigma_b \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \cdot d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 3.14}{25 \times 27} = 0.465$$

$$\rho_1 = 0.465, \beta_1 = 0.897, \alpha_1 = 0.309 \text{ et } K = 33.54$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_{app} \cdot \beta \cdot d}$$

$$\sigma_{st} = \frac{12.43 \times 10^6}{235 \times 0.897 \times 270} = 218.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{218.39}{33.54} = 6.51 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

(Condition vérifiée)

- En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \cdot d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 6.16}{25 \times 27} = 0.91$$

$\rho_1 = 0.912$, $\beta_1 = 0.865$, $\alpha_1 = 0.405$ et $K=22.04$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \cdot \beta \cdot d}$$

$$\sigma_{st} = \frac{35.23 \times 10^6}{805 \times 0.865 \times 270} = 187.38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{187.38}{22.04} = 8.50 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

(Condition vérifiée)

b. Vérification de la flèche

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{aligned} - \frac{h}{L} &\geq \frac{1}{16} \\ - \frac{A_s}{b_0 d} &< \frac{4.2}{f_e} \\ - \frac{h}{L} &\geq \frac{M_t}{10 M_0} \end{aligned}$$

(BAEL 99 ; B.6.8.424)

$$\frac{h}{L} = \frac{0.3}{3.25} = 0.092 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 ,$$

(Condition vérifiée),

$$\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{3.14}{27 \times 25} = 0.0046 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 ,$$

(Condition vérifiée),

$$\frac{h}{L} = 0.092 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{35.23}{10 \times 41.45} = 0.084 ,$$

(Condition vérifiée).

Les trois conditions sont vérifiées donc on se dispense du calcul de la flèche. Nous en déduisons que les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

c. Etat limite de déformation

La fissuration étant peu nuisible, donc la vérification des contraintes dans les aciers n'est pas nécessaire.

III.4. Introduction :

Les éléments non structuraux n'apportent pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques de l'ensemble, contrairement aux poteaux, poutres et voiles donc on peut les calculer séparément sous l'effet des charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément aux règlements **BAEL 91 modifiée 99** et le **RPA99 version 2003**.

III.4.2 acrotère :

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

L'acrotère est assimilé à une console encastree au niveau de la poutre du plancher terrasse.

Son ferrailage se calcul sous l'effet de :

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

L'acrotère est un élément externe, donc les fissurations sont préjudiciables et le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS pour une bande de 1ml

III.4.2.1 Dimension de l'acrotère

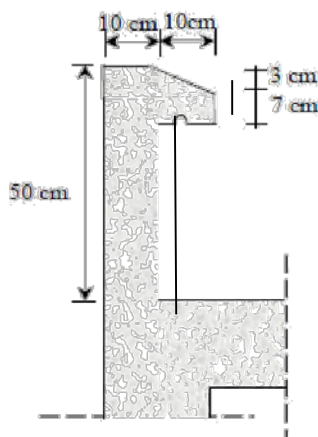


Figure : Coupe verticale de l'acrotère

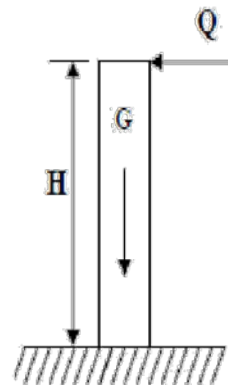


Figure : Schéma statique de l'acrotère

III.4.2.2 Détermination des sollicitations :

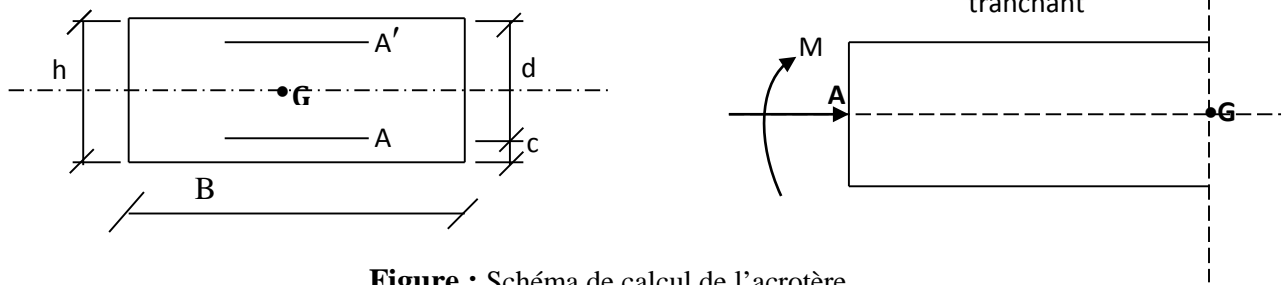


Figure : Schéma de calcul de l'acrotère

- Poids propre de l'acrotère : $G=1.675 \text{ KN/ml}$
- Surcharge d'exploitation : $Q=1.00 \text{ KN /ml}$
- Effort normal dû au poids propre G : $N=G=1.675 \text{ KN}$
- Effort tranchant dû à la surcharge Q : $T=Q=1.00 \text{ KN}$
- Moment fléchissant max dû au poids propre G : $M_G=0$.
- Moment fléchissant max dû à la surcharge Q : $M_Q=T \times H=Q \times H=0.6 \text{ KN.m}$

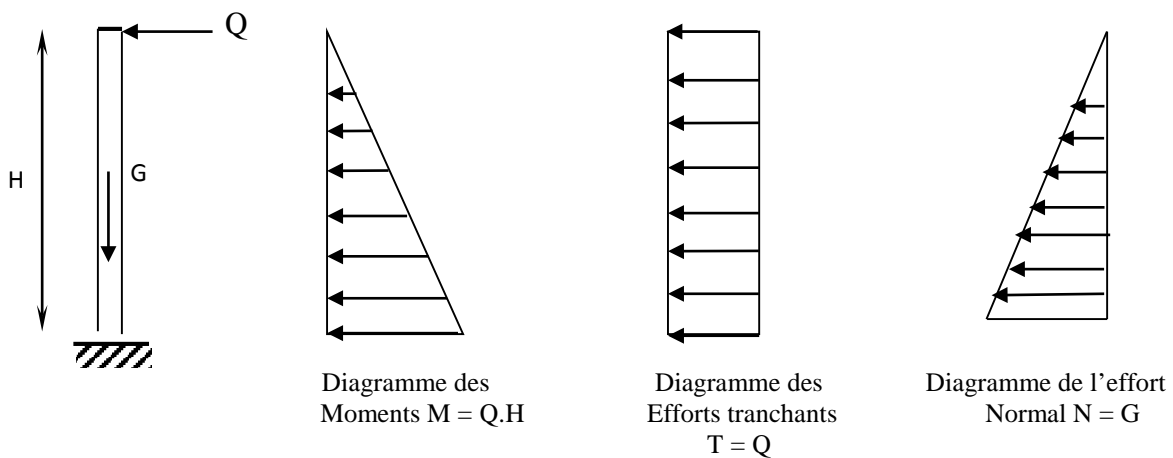


Figure III.15 diagrammes des efforts internes.

○ **Combinaison de charges**

ELU : la combinaison de charges est :

- Effort normal de compression dû à G : $N_u = 1.35 G = 1.35 \times 1.675 = 2.261 \text{ KN}$
- Moment de renversement dû à Q : $M_u = 1.50 M_Q = 1.50 \times 0.60 = 0.9 \text{ KN.m}$

ELS : la combinaison de charges est :

Effort normal de compression : $N_s = G = 1.675 \text{ KN}$

Moment de renversement : $M_s = 0.60 \text{ KN.m}$

III.4.2.3 Ferrailage :

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

Remarque :

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

On conclut que la section du béton est sollicitée en flexion composée.

Pour déterminer les armatures on procède par la méthode de calcul en flexion composée.

Pour se faire on utilise l'organigramme de calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif « M_f » afin de déterminer les armatures fictives « A_f » puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles « A ».

1. Calcul à L'ELU :

a- Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9 \times 10^2}{2.261} = 39.80 \text{ cm.}$$

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

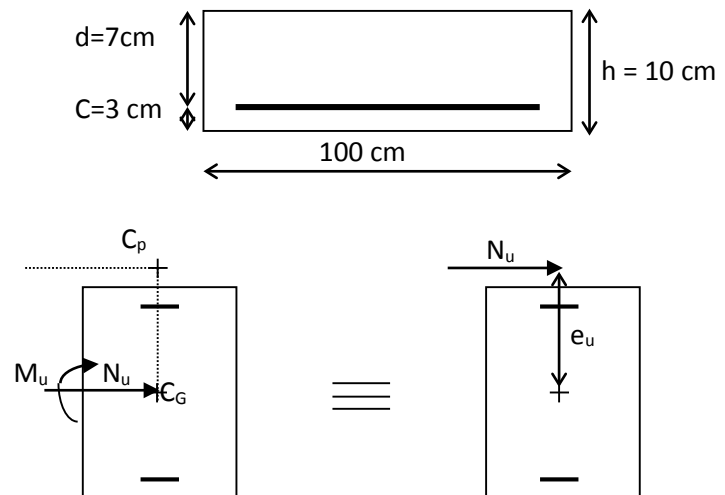


Figure : section du béton en flexion

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

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

b- Calcul en flexion simple :**- Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times \left(e_u + \frac{h}{2} - c \right) = 2.261 \times (0.398 + 0.02) = 0.945 \text{ KN.m}$$

- Moment réduit :

$$u_f = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \left(\frac{0.945 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} \right) = 0.013$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{C28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_u < \mu_l = 0.392 \text{ La section est simplement armée (SSA)}$$

$$U_f = 0.013 \Rightarrow \beta = 0.994$$

- Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0.945 \times 10^3}{0.994 \times 7 \times 348} = 0.390 \text{ cm}^2$$

c- Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.390 - \frac{2.261 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.390 - 0.064 = 0.326 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA8} \quad A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec un espacement : } St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

2. Vérification à l'ELU :**a- Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.2.1 / BAEL 99) :**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} ; \quad V_u = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN} \quad \text{avec } V_u : \text{effort tranchant}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{10^2 \times 70} = 0.21 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement \Rightarrow les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b-Vérification de l'adhérence des barres (BAEL99/art A.6.1.1.3) :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \bar{\psi}_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i}$$

Avec $\sum u_i$ Somme des périmètres Utiles des barres

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

$$\rightarrow \tau_{se} = \frac{1500}{0.9 \times 70 \times 100.5} = 0.236 \text{ Mpa} \quad \sigma_s < \bar{\sigma}_s \quad \text{Condition vérifiée}$$

b- Ancrages des barres verticales :

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

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

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

Soit : **Ls = 30cm.**

3. Vérification à l'ELS :

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

a- Dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max \left\{ 0.5 f_e, 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287 \quad \rightarrow \beta_1 = 0.916 \quad \rightarrow k_1 = 44.52$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0.60 \times 10^3}{0.916 \times 0.07 \times 2.01 \times 10^2} = 54.31 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \quad \text{vérifiée}$$

b- Dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{54.31}{44.52} = 1.21 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

Conclusion :

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0$ La condition est vérifiée alors, l'effort sismique n'est pas prépondérant.

c- Vérification de la condition de non fragilité [BAEL 99/Art .A.2.4.1] :

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

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,675} = 0,358 \text{ m} = 35,8 \text{ cm}$$

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

$$D'où : A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 7 \times 2,1}{400} \times \left[\frac{35,8 - (0,455 \times 7)}{35,8 - (0,185 \times 7)} \right] = 0,817 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont inférieures à celles calculées à l'ELU

$$A_s = A_{\min} = 0,817 \text{ cm}^2$$

Soit A adopté = **4 HA 8** = 2,01 cm²/ml avec un espacement **St = 25 cm**.

d- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,502 \text{ cm}^2$$

Soit: **4HA8** = 2,01cm² avec un espacement **S_t = 25cm**

e- Vérification de l'acrotère au séisme (RPA99. Art 6.2.3) :

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

$$F_p = 4.A.C_p.W_p \quad \text{Avec :}$$

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

D'usage 2) $\Rightarrow A=0,25$ (RPA99, art 4.2.3 tableau 4-1)

C_p : Facteur de force horizontale (C_p = 0,3)

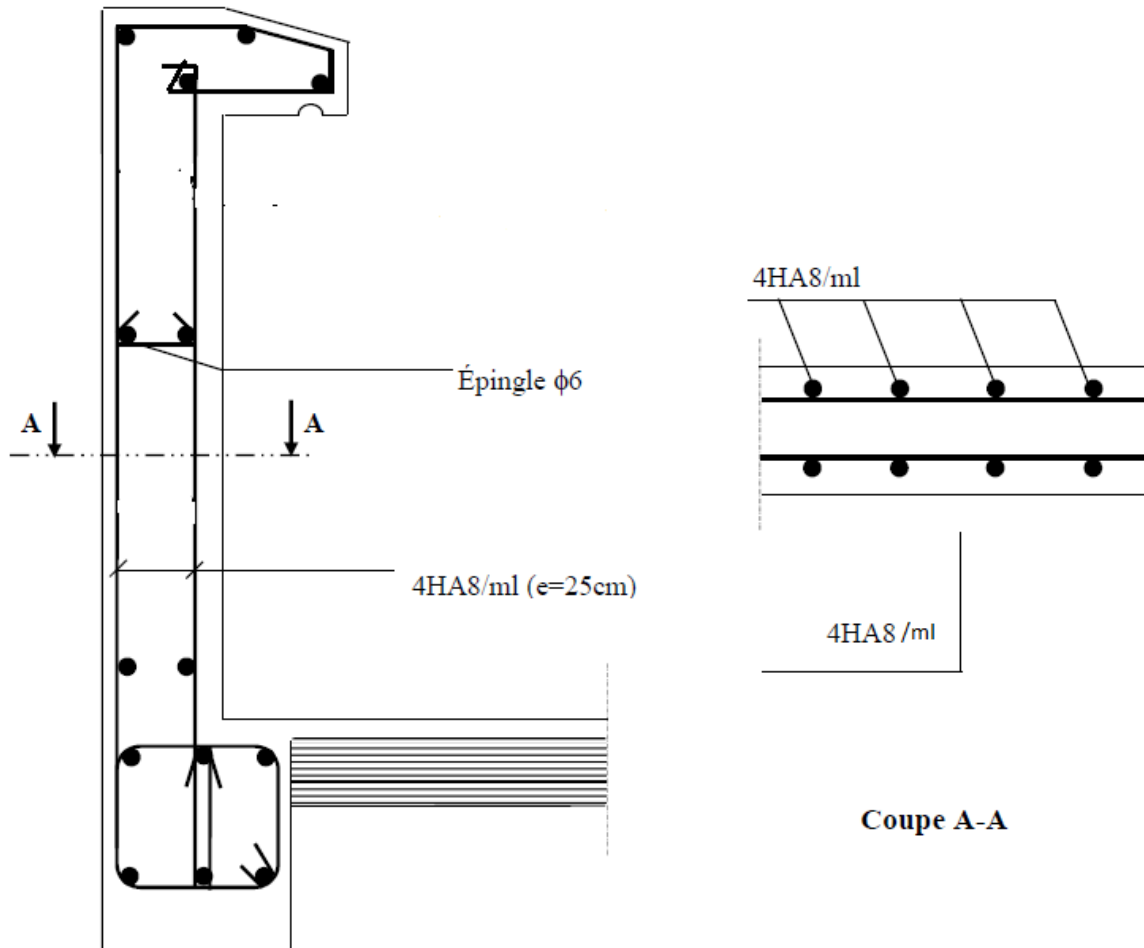
W_p : Poids de l'acrotère = 1,675 KN/ml

D'où : $F_p = 4 \times 0,25 \times 0,3 \times 1,675 = 0,502 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$

Condition vérifiée

Conclusion :

La condition étant vérifiée, donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

Schéma de ferrailage :

III.5.1) Les portes à faux :

Le porte à faux se calcule comme une console encastrée dans le plancher, il est soumis à une charge permanente G , au poids propre du garde-corps et à une charge d'exploitation horizontale Q due à la main courante qui engendre un moment M_q dans la section d'encastrement.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m dont la section est soumise à la flexion simple. Le schéma statique est montré dans la figure qui suit.

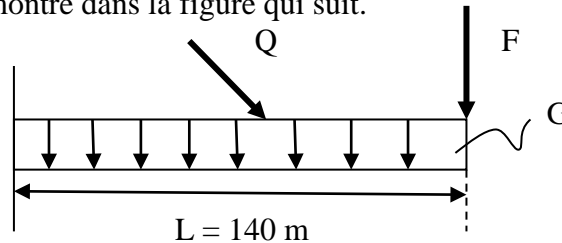


Figure III.10 : Schéma statique de calcul

q_u : charge et surcharge pondérée de la dalle.

G : charge permanente du garde-corps.

Q : surcharge du garde-corps.

III.5.2) Dimensionnement du porte à faux :

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

$$e_p \geq \frac{L}{10}$$

$$e_p \geq \frac{140}{10} = 14 \text{ cm .}$$

Nous choisissons : $e_p = 15 \text{ cm .}$

a. Charge et surcharge du porte à faux :

b. Tableau III.2 : Evaluation des charges des dalles des balcons

Désignation des éléments	(kN/m^3)	e(m)	Poids (kN/m^2)
Carrelage	22	0.020	0.44
Mortier de pose	20	0.020	0.40
Lit de sable	18	0.020	0.36
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit de plâtre	10	0.020	0.20
total			5.15

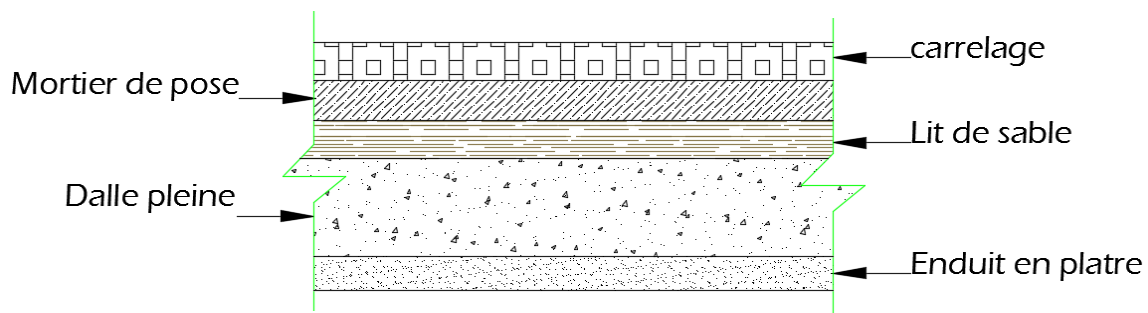


Figure III.11 : Représentation du plancher des portes à faux

- Les charges permanentes :
Poids de la dalle : $G = 5.15 \text{ kN/ml}$.
- Charge concentrée : (poids du mur extérieure)
 $G = 2.36 \times 1 \text{ ml} = 2.36 \text{ kN/ml}$.
- Charge due à la main courante (horizontale) :
 $Q_1 = 1 \text{ kN/ml}$.
- Surcharge d'exploitation :
 $Q = 3.5 \text{ kN/ml}$.

c. Les combinaisons de charge :

ELU :

- $q_u = 1.35G + 1.5Q$
- Pour la dalle :
 $q_{u1} = (1.35G + 1.5Q) = (1.35 \times 5.15 + 1.5 \times 3.5) = 12.20 \text{ kN/ml}$.
 - Le mur :
 $q_{u2} = 1.35 \times 2.36 = 3.18 \text{ kN/ml}$.
 - Main courante :
 $q_{u3} = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN/ml}$.

ELS :

- $q_s = G + Q$
- Pour la dalle :
 $q_{s1} = 5.15 + 3.5 = 8.5 \text{ kN/ml}$.
 - Le mur :
 $q_{s2} = 2.36 \text{ kN/ml}$.
 - Main courante :
 $q_{s3} = 1 \text{ kN/ml}$.

III.5.3) Calcul du porte à faux :

III.5.3.1) Calcul des moments fléchissant ELU :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + q_{u2} \times L$$

$$M_u = \frac{12.20 \times 1.40^2}{2} + 3.18 \times 1.40$$

$$M_u = 16.40 \text{ kN.m}$$

ELS:

$$M_s = \frac{q_{s1} \times l^2}{2} + q_{s2} \times L$$

$$M_s = \frac{8.5 \times 1.40^2}{2} + 2.36 \times 1.40$$

$$M_s = 11.63 \text{ kN.m}$$

Remarque :

Le moment de la main courante est nul ($M = 0$).

III.5.3.1.2) Ferrailage

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

- Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{16.40 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.20} = 0.080 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S S A}$$

$$\mu = 0.080 \Rightarrow \beta = 0.958$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{16.40 \times 10^3}{0.958 \times 12 \times 348} = 4.09 \text{ cm}^2.$$

Nous adoptons :

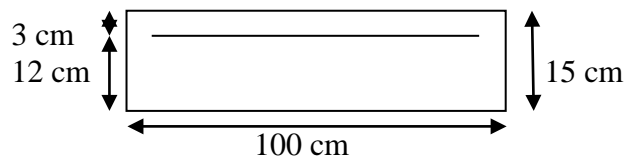
$$4\text{H}12 = 4.52 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : } S_t = 25 \text{ cm.}$$

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.09}{4} = 1.02 \text{ cm}^2.$$

Nous adoptons :

$$4\text{H}10 = 3.140 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : } S_t = 25 \text{ cm.}$$

**III.5.3.1.3) Vérifications des contraintes à L'ELU :****a. Condition de non fragilité du béton :**

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

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

$$A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 4.52 \text{ cm}^2$$

(Condition vérifiée).
(BAEL 99 ; A.4.2.1)

b. Espacement des barres :

- Armatures principale :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$$

- Armatures de répartition :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm}.$$

(Condition vérifiée).
(BAEL 99 ; A.8.2.42)

c. Vérification aux cisaillements :

On considère la fissuration comme non préjudiciable :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{ct28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 12.20 \times 1.40 + 3.18$$

$$V_u = 20.26 \text{ kK}.$$

$$\tau_u = \frac{20.26 \times 10^3}{120 \times 1000} = 0.168 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0.168 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa},$$

(Condition vérifiée).
(BAEL 99 ; A.5.1.2.1)

d. Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

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

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

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

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

$$\sum U_i = n \pi \phi = 4 \times 3.14 \times 1.2 = 15.072 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{20260}{0.9 \times 120 \times 15.072} = 1.24 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

(Condition vérifiée)
(BAEL 99 ; Art A.6.1.3)

e. Longueur de scellement :

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

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

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}, \text{ on prend } L_s = 42 \text{ cm}$$

Soit la longueur de crochet égale à :

$$0.4 \times L_s = 0.4 \times 42 = 16.8 \text{ cm}.$$

Soit : $L_s = 17 \text{ cm}$.

Les armatures calculées sont suffisantes.

(BAEL 99 ; A.6.1.22)

III.5.3.1.4) Vérifications à L'ELS

a. Etat limite de compression du béton

- Acier :

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{4.542 \times 100}{100 \times 12} = 0.413$$

$$\beta_1 = 0.8615 \quad k_1 = 35.76$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{11.63 \times 10^6}{0.8615 \times 120 \times 454.2} = 247.68 \text{ MPa.m}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = 384 \text{ MPa}$$

(Condition vérifiée)

- Béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{247.68}{35.76} = 6.92 \text{ MPa.}$$

D'où :

$$\sigma_{bc} = 6.92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

(Condition vérifiée)

a) Vérification a l'état limite de déformation : (BAEL99/ArtB6.8,424) :

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{bd} < \frac{4.2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$

(BAEL 99 ; B.6.8.424)

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{140} = 0.107 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 ,$$

(Condition vérifiée).

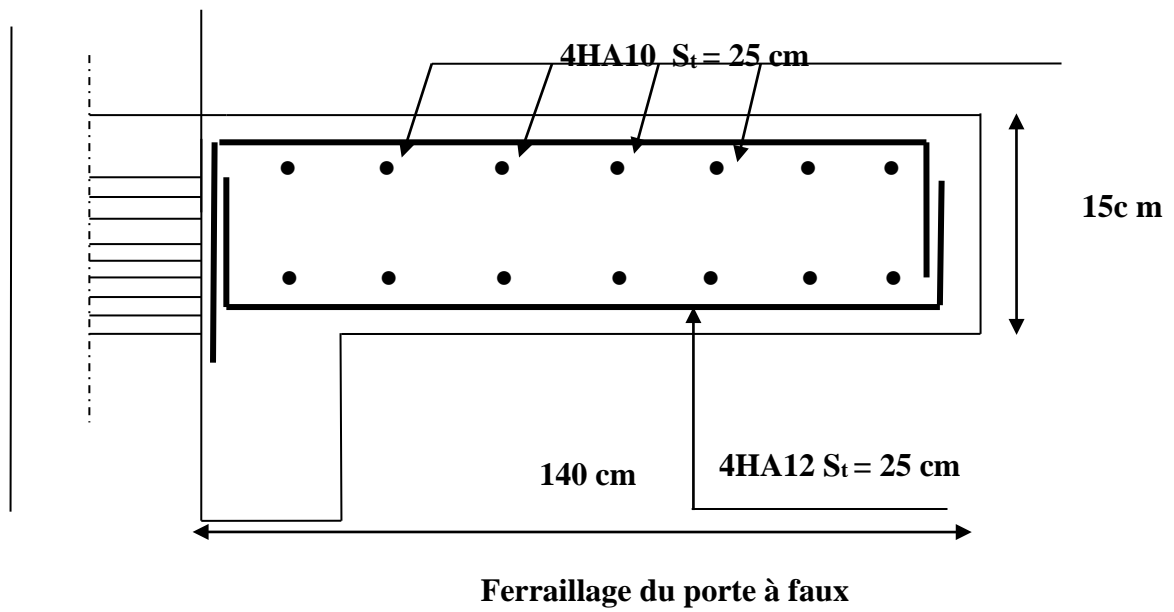
$$\frac{A_s}{bd} = \frac{4.52}{100 \times 12} = 0.0038 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 ,$$

(Condition vérifiée).

$$\frac{h}{L} = 0.107 \geq \frac{M_s}{10 M_0} = \frac{11.63}{10 \times 11.63} = 0.1 ,$$

(Condition vérifiée).

Les trois conditions sont vérifiées donc on se dispense du calcul de la flèche. Nous en déduisons que les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.



III.6 La salle machine

Vu le nombre important de niveaux que comporte notre structure (10 niveaux y compris l'Entre sols), un ascenseur est prévu. La surface de sa cabine est de : $(2.15 \times 2.00 = 4.3 \text{ m}^2)$;

Ce système de levage reprends :

- Poids de la cabine vide : 2.70 tonnes.
- Poids d'une personne en moyenne : 0.787 tonnes, ce qui nous donne pour 10 personnes en cabine : 7.87 tonnes.

Le poids total qui sera repris est de :

$$P = 7.87 + 2.70 = 10.575 \text{ tonnes.}$$

III.6.1) Dimensionnement de la salle machine :

III.6.1.1) Calcul de l'épaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{30}$$

$$h_t \geq \frac{215}{30} = 7.16 \text{ cm}$$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12\text{cm}$.

Nous adoptons une hauteur : **$h_t = 15\text{cm}$** .

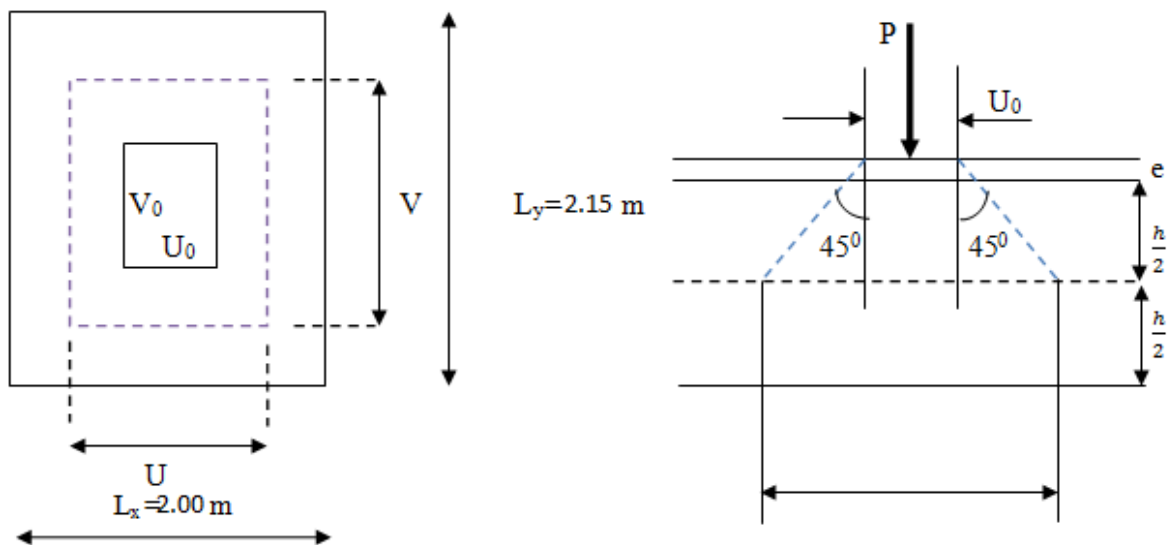


Figure : Schéma statique de la salle machine.

La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ($U \times V$), (surface d'impact) au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau.

Sachant que :

$$\begin{cases} U = U_0 + 2e + h_t \\ V = V_0 + 2e + h_t \end{cases}$$

Avec :

$$h_t = 15 \text{ cm.}$$

$U_0 = V_0 = 80 \text{ cm.}$ (Les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y)

D'où :

$$U = 80 + 12 + 15 = 107 \text{ cm.}$$

$$V = 80 + 12 + 15 = 107 \text{ cm.}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{200}{215} = 0.93 ; 0.4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

III.3.1.2) Calcul des moments agissant sur la dalle :

a. Evaluation du moment M_x et M_y dus au système de levage :

Ils sont donnés par les formules suivantes :

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

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

ν : Coefficient de poisson ; à l'ELU il est égal à zéro. ($\nu = 0$).

M_1 et M_2 : Moments déterminés à partir des rapports $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{V}{L_y}$ des abaques de Pigeaud.

A l'ELU : $\nu = 0$

$$q_u = 1.35 P + 1.5 Q = 1.35 (10.575 \times 10) + 1.5 \times 0 = 142.76 \text{ kN/m.}$$

$$\text{Pour } \rho = 0.93 \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{U}{L_x} = \frac{107}{200} = 0.535 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{107}{215} = 0.498 \end{array} \right.$$

Après Interpolation, nous trouvons : $M_1 = 0.094$ et $M_2 = 0.087$

$$M_{x1} = q_u \times M_1 = 142.76 \times 0.094 = 13.42 \text{ kN.m}$$

$$M_{y1} = q_u \times M_2 = 142.76 \times 0.087 = 12.42 \text{ kN.m}$$

b. Evaluation des moments M_x et M_y dus au poids propre de la dalle

$$\rho = 0.93 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0428 \\ \mu_y = 0.841 \end{array} \right.$$

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

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

Sachant que :

$$\text{Poids de la dalle : } G = \gamma_b \times h_t = 25 \times 0.15 \times 1 = 3.75 \text{ kN/ml}$$

La surcharge d'exploitation Q est prise égale à 1 kN/ml

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.562 \text{ kN/ml}$$

Nous obtenons:

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0428 \times 6.562 \times (2)^2 = 1.123 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.841 \times 1.123 = 0.944 \text{ kN.m}$$

En superposant les moments, nous avons :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 13.42 + 1.123 = 14.543 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 12.42 + 0.944 = 13.364 \text{ kN.m}$$

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de 85% en travée et 30% aux appuis.

III.6.2.1) Calcul du ferrailage à l'ELU :

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

- Sens x-x :

En travée :

$$M_{ut} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 14.543 = 12.361 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{12.361 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.0605 < 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA d'où } \beta = 0.969$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{12.361 \times 10^3}{0.969 \times 12 \times 348} = 3.05 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm² avec un espacement S_t = 25 cm

En Appuis :

$$M_{ua} = -0.30 \times M_x = -0.30 \times 14.543 = -4.363 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{4.363 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.0213 < 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA d'où } \beta = 0.989$$

$$A_{sa} = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{4.363 \times 10^3}{0.989 \times 12 \times 348} = 1.05 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2.01 cm² avec un espacement S_t = 25 cm

- Sens y-y :

En travée :

$$M_{ut} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 13.364 = 11.359 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{11.359 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.055 < 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA d'où } \beta = 0.971$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{11.359 \times 10^3}{0.971 \times 12 \times 348} = 2.801 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm² avec un espacement S_t = 25 cm

En Appuis :

$$M_{ua} = -0.30 \times M_y = -0.30 \times 13.364 = -4.009 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{4.009 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.0196 < 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA d'où } \beta = 0.999$$

$$A_{sa} = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{4.009 \times 10^3}{0.999 \times 12 \times 348} = 0.961 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2.01 cm² avec un espacement S_t = 25 cm.

III.6.2.2) Vérification à l'ELU :

a. Condition de non fragilité :

- Armatures inférieures :

$$W = W_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right)$$

Avec :

$$\rho = 0.93$$

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

Avec :

A_{min} : Section minimale d'armatures.

S : Section totale du béton.

W₀ : Taux d'acier minimal = 0.0008 (acier HA FeE400)

$$W_x = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.93}{2}\right) = 0.000828$$

$$A_{\min} = 0.000828 \times (15 \times 100) = 1.242 \text{ cm}^2$$

- **Armatures supérieures :**

$$W_y = W_0 = 0.0008$$

$$A_{\min} = 0.0008 \times (15 \times 100) = 1.2 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_x = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

$$A_y = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

En appuis :

$$A_x = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

$$A_y = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

(Condition vérifiée).
(BAEL 99 ; A.4.2.1)

b. Diamètre minimal des barres :

$$\varnothing_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm.}$$

$$\varnothing_{\max} = 10 \text{ mm} < 15 \text{ mm.}$$

(Condition vérifiée).
(BAEL 99 ; A.7.21)

c. Ecartement des barres :

- Armatures principale :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h; 25\text{cm}) = 30 \text{ cm}$$

- Armatures de répartitions :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

(Condition vérifiée).
(BAEL 99 ; A.8.2.42)

d. Vérification des contraintes tangentielles :Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge : on a $U < V$, alors :

$$\text{Sens x-x : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{2V+U} = \frac{142.57}{2 \times 1.07 + 1.07} = 44.41 \text{ kN}$$

$$\text{Sens y-y : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{3V} = \frac{142.57}{3 \times 1.07} = 44.41 \text{ kN}$$

$$\text{Ainsi on aura : } \tau = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{44.41 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.370 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3.33; 5) = 3.33 \text{ MPa}$$

On remarque que $\tau = 0.370 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$

(Condition vérifiée).
(BAEL 99 ; Art 5.1.2.1)

III.6.2.3) Vérification à l'ELS :**a. Evaluation du moment M_x et M_y dus au système de levage :**

Ils sont donnés par les formules suivantes :

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

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

 ν : Coefficient de poisson ; à l'ELS il est égal à 0.2 ($\nu = 0.2$). M_1 et M_2 : Moments déterminés à partir des rapports $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{V}{L_y}$ des abaques de Pigeaud.**A l'ELS : $\nu = 0.2$**

$$q_s = P + Q = 10.575 \times 10 + 0 = 105.75 \text{ kN/m.}$$

$$\text{Pour } \rho = 0.9 \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{U}{L_x} = \frac{107}{200} = 0.535 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{107}{215} = 0.498 \end{array} \right.$$

Après Interpolation : $M_1 = 0.09375$ et $M_2 = 0.0865$

$$M_{x1} = q_s (M_1 + 0.2M_2) = 105.75(0.09375 + 0.2 \times 0.0865) = 11.744 \text{ kN.m}$$

$$M_{y1} = q_s (M_2 + 0.2M_1) = 105.75 (0.0865 + 0.2 \times 0.09375) = 11.13 \text{ kN.m}$$

b. Evaluation des moments M_x et M_y dus au poids propre de la dalle :

$$\rho = 0.93 \begin{cases} \mu_x = 0.0428 \\ \mu_y = 0.841 \end{cases}$$

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

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

Sachant que :

$$\text{Poids de la dalle : } G = \gamma_b \times h_t = 25 \times 0.15 \times 1 = 3.75 \text{ kN/ml}$$

La surcharge d'exploitation Q est prise égale à 1 kN/ml

$$q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ kN/ml}$$

Nous obtenons :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.0428 \times 4.75 \times (2)^2 = 0.8132 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.8132 \times 0.841 = 0.6839 \text{ kN.m}$$

En superposant les moments, nous avons :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.744 + 0.8132 = 12.557 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 11.13 + 0.6839 = 11.814 \text{ kN.m}$$

III.6.2.4) Vérification du ferrailage :

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de 85% en travée et 30% aux appuis.

- Sens x-x :

En travée :

$$M_{st} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 12.557 = 10.673 \text{ kN.m}$$

En Appuis :

$$M_{sa} = -0.30 \times M_x = -0.30 \times 15.336 = -3.767 \text{ kN.m}$$

- Sens y-y :

En travée :

$$M_{st} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 11.814 = 10.042 \text{ kN.m}$$

En Appuis :

$$M_{sa} = -0.30 \times M_y = -0.30 \times 11.814 = -3.544 \text{ kN.m}$$

Les moments calculés à L'ELS sont inférieurs à ceux calculés à L'ELU, nous garderons les mêmes section de ferrailage

d) État limite d'ouvertures des fissures :

La fissuration est peu nuisible, donc pas de vérification à faire.

e) Vérification des contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} \leq \bar{\sigma}_{st} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

▪ Aux appuis :

$$M_x = 3.767 \text{ KN.m ; } M_y = 3.544 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \rho = \frac{100A_x}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 12} = 0,168 \rightarrow \beta_1 = 0,933 \rightarrow k_1 = 59,63 \\ A_y = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \rho = \frac{100A_y}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 12} = 0,168 \rightarrow \beta_1 = 0,933 \rightarrow k_1 = 59,63 \end{array} \right.$$

Sens x-x

$$\sigma_s = \frac{M_x}{B_1 \times d \times A_x} = \frac{3.767 \times 10^3}{0.933 \times 12 \times 2.01} = 167.39 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Sens y-y

$$\sigma_s = \frac{M_y}{B_1 \times d \times A_x} = \frac{3.544 \times 10^3}{0.933 \times 12 \times 2.01} = 157.48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

▪ En travées :

$$M_x = 10.673 \text{ KN.m ; } M_y = 10.042 \text{ KN.m}$$

$$A_x = 3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \rho = \frac{100A_x}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12} = 0.262 \rightarrow \beta_1 = 0,918 \rightarrow k_1 = 45.98$$

$$A_y = 3,14 \text{ cm}^2 \rightarrow \rho = \frac{100A_y}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 12} = 0.262 \rightarrow \beta_1 = 0,918 \rightarrow k_1 = 45.98$$

Sens x-x

$$\sigma_s = \frac{M_x}{B_1 \times d \times A_x} = \frac{10.673 \times 10^3}{0.918 \times 12 \times 3.14} = 308.56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Sens y-y

$$\sigma_s = \frac{M_y}{B_1 \times d \times A_x} = \frac{10.042 \times 10^3}{0.918 \times 12 \times 3.14} = 290.31 = 319,7 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MP}$$

f) Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

▪ **Aux appuis :**

$$\text{Sens x-x} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{167.39}{59.63} = 2.81 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens y-y} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{157.48}{59.63} = 2.64 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

▪ **En travées :**

$$\text{Sens x-x} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{308.56}{45.98} = 6.71 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens y-y} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{319.7}{45.98} = 6.95 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Toutes les conditions sont vérifiées.

a. Condition de non poinçonnement :

$$q_u \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$U_c = 2 (U+V) = 2 (107+107) = 4.28 \text{ m}$$

$$q_u = 142.57 \leq 0.045 \times 4.28 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 481.5 \text{ kN/ml}$$

Condition vérifiée.

CHAPITRE IV

MODELISATION ET VERIFICATION DE LA STRUCTURE

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 le 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, voir même peu fiable.

IV.1. 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.2. Description du logiciel ETABS (extended three dimensions analysis building systems):

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. 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.). De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue.

En effet, grâce à ses 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.).

IV.3. Modélisation de la structure :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

1. Les éléments en portique (poutres – poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre «frame» à deux nœuds ayant six degrés de liberté (DDL) par nœud,
2. Les voiles ont été modélisés par des éléments coques «Shell» à quatre nœuds,
3. Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit,

4. Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

IV.3.1. Choix de la Méthode de calcul :

- **Méthodes utilisables :**

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente,
- La méthode d'analyse modale spectrale,
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes .

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003).

Dans notre cas les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies (4.1.2 RPA99V2003). Il faut donc utiliser la méthode modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003. Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

IV.3.2. Présentation de la méthode modale spectrale :

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentée par un spectre de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

- **Hypothèses de calcul :**

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher,
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte,
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

IV.4. Etapes de modélisation :

Dans notre étude nous avons utilisés la version ETABS 9.6.

Afin de lancer l'application ETABS on clique droit sur l'icône de l'ETABS

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie du modèle,
- Spécification des propriétés mécaniques des matériaux,
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voile...etc.),
- Définition des charges statiques (G, Q),
- Introduction du spectre de réponse (E) selon le (RPA99 /version2003),
- Définition de la charge sismique E,
- Chargement des éléments,
- Introduction des combinaisons d'actions,

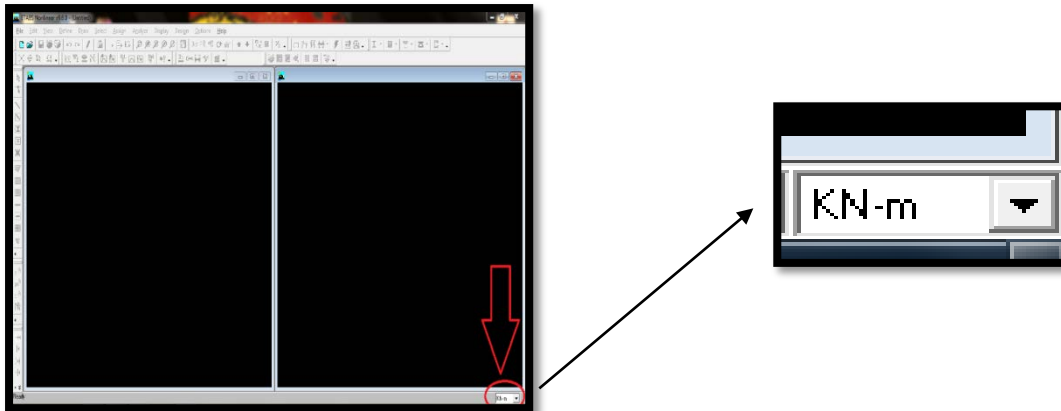
- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

IV.4.1. Introduction de la géométrie du modèle :

a. Choix des unités :

C'est la première étape qui vient juste après le lancement de l'application ETABS.

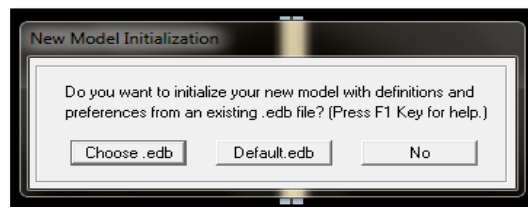
On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans l'ETABS. En bas de l'écran, on sélectionne [kN.m] qui sera notre unité de travail.



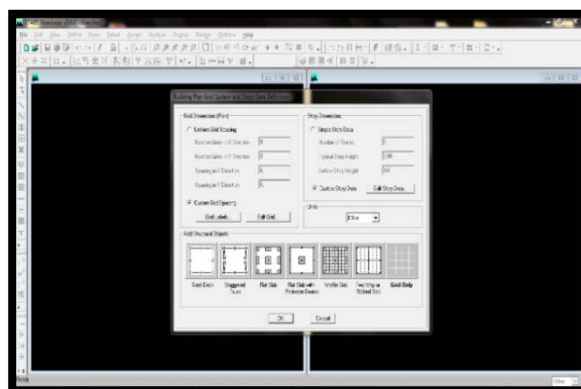
b. Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne :

File ⇒ **New model**



Dans la fenêtre qui apparait on clique sur : **No**.



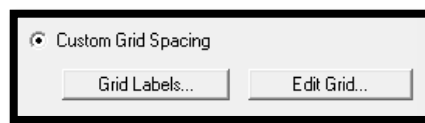
Les fonctions qui s'affichent dans la fenêtre qui apparait nous permettent de spécifier ou bien modifier les paramètres suivants :

- Le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y,
- Le nombre de travée dans les deux sens X et Y,
- Les hauteurs des différents étages,
- Le nombre d'étages,
- Les longueurs des travées.

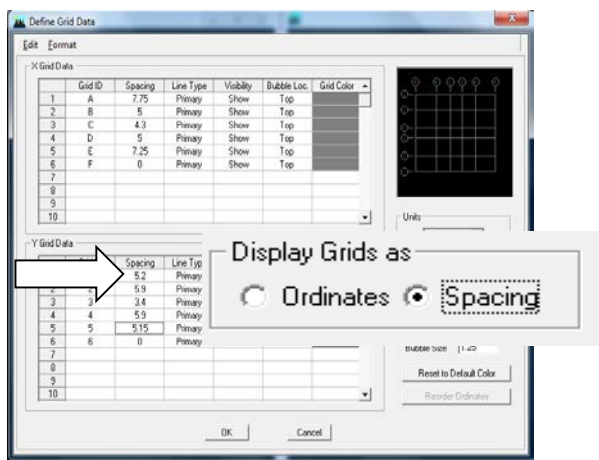
c. Modification de la géométrie de base :

- Lignes et travées

On clique sur **Custom Grid** \Rightarrow **Edit Grid**



Dans la fenêtre ci-après, nous cliquons sur **Spacing** puis, nous introduisons les distances des trames suivant X-X et Y-Y .

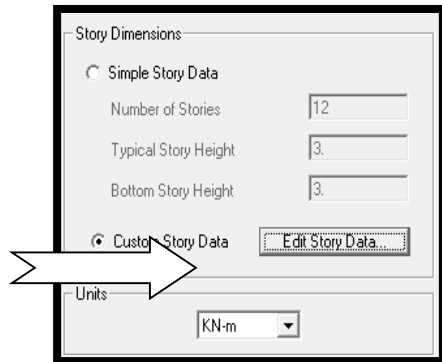


Et on clique sur Ok.

- **Etages :**

Sur **Simple story data** on introduit le nombre de planchers que nous avons (Number of stories), puis **Custom Story Data** \Rightarrow **Edit Story Data**.

On introduit les hauteurs des différents étages .



	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
15	STORY131	2.14	36.89	No	NONE	No	0.
14	STORY13	0.88	34.75	No	NONE	No	0.
13	STORY12	2.97	33.87	No	STORY3	No	0.
12	STORY11	2.97	30.9	No	STORY3	No	0.
11	STORY10	2.97	27.93	No	STORY3	No	0.
10	STORY9	2.97	24.96	No	STORY3	No	0.
9	STORY8	2.97	21.99	No	STORY3	No	0.
8	STORY7	2.97	19.02	No	STORY3	No	0.
7	STORY6	2.97	16.05	No	STORY3	No	0.
6	STORY5	2.97	13.08	No	STORY3	No	0.
5	STORY4	2.97	10.11	No	STORY3	No	0.
4	STORY3	3.4	7.14	Yes		No	0.
3	STORY2	0.51	3.74	No	STORY13	No	0.
2	STORY1	3.23	3.23	No	STORY13	No	0.
1	BASE		0.				

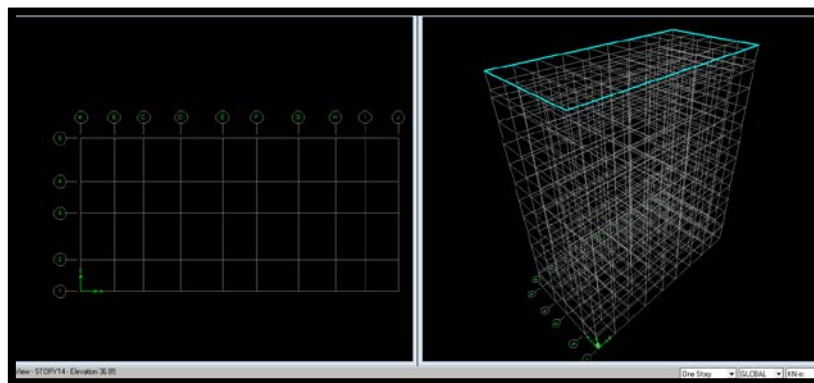
Reset Selected Rows

Height: 2.14 [Reset]
 Master Story: No [Reset]
 Similar To: NONE [Reset]
 Splice Point: [Reset]
 Splice Height: 0 [Reset]

Units: Change Units [KN-m] [OK] [Cancel]

N.B : Les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.

Après introductions des données précédentes comme indiqué sur les images, on valide les étapes et on obtient deux fenêtres représentant la structure différemment l'une en 3D et l'autre en 2D comme indique la capture ci-après.



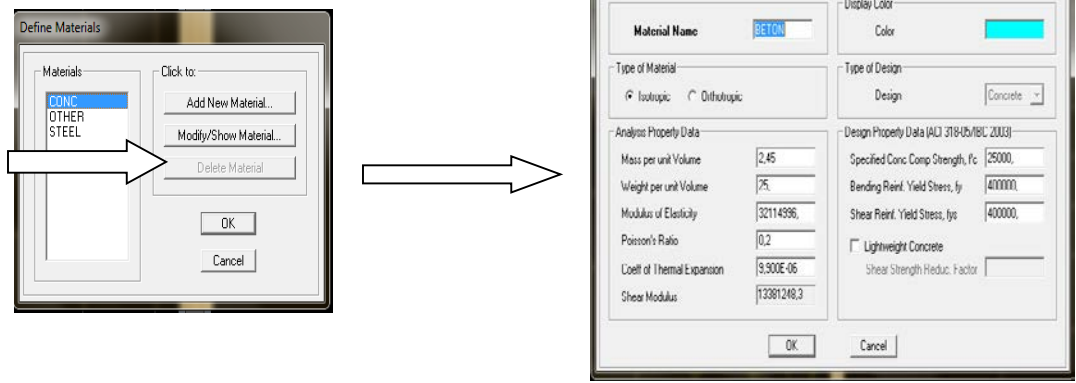
IV.4.2. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux :

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autres) pour cela on procède comme suit :

Define \Rightarrow **Material properties** \Rightarrow **Conc** \Rightarrow **Modify/show Material**.

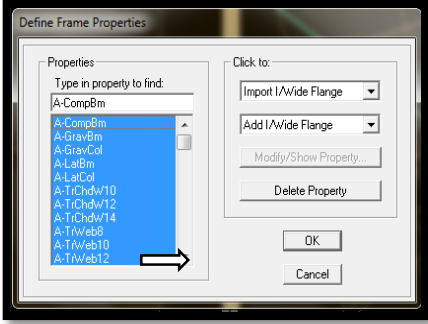
Dans la boîte de dialogue qui apparait on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

Dans notre cas on définit le béton et ses propriétés.



IV.4.3. Spécification des propriétés géométriques des éléments :

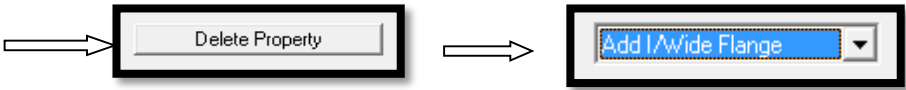
La troisième étape consiste à créer les éléments de notre structure et leurs affecter leurs propriétés géométriques.



• Poutres, Poteaux :

On commence par les poutres principales (PP) ensuite les poutres secondaires (PS). On procède comme suit :

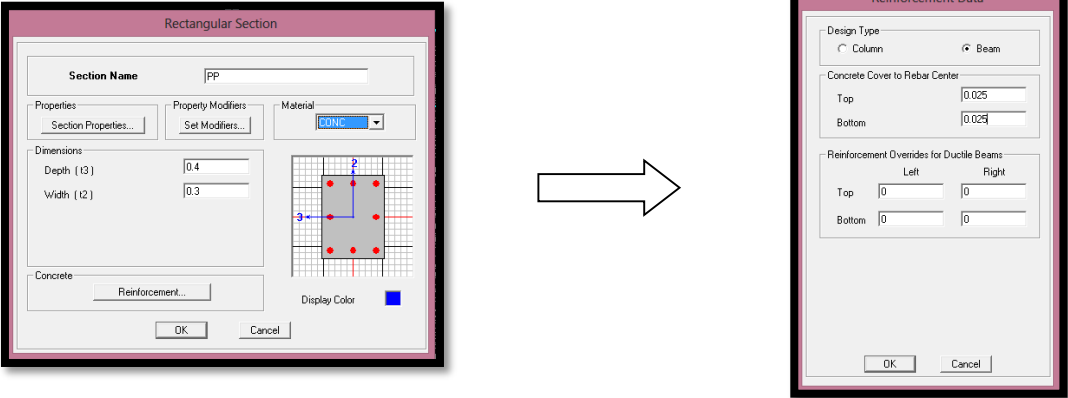
Define Frame sections



On sélectionne tous les coffrages donnés par défaut dans la colonne puis en clique sur **Delete Property**.

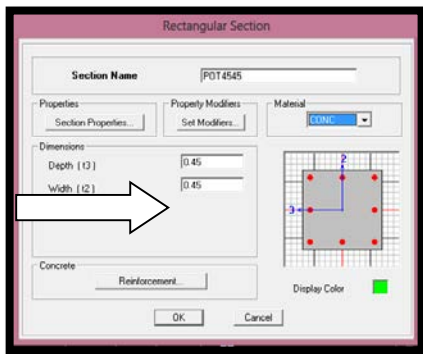
Puis on clique sur : **Add I / Wide Flange** \Rightarrow **Add rectangular**.

Dans la fenêtre qui s'affiche nous introduisons les dimensions selon les dimensions de l'élément :



Puis sur : **Reinforcement** \Rightarrow **Beam**.

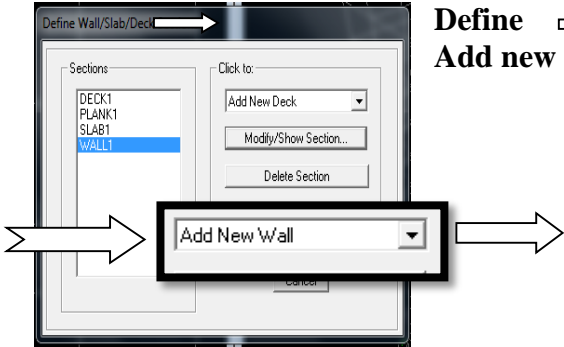
La procédure est la même pour les poteaux, on doit seulement modifier le paramètre **Beam** et faire la sélection sur **Column**.



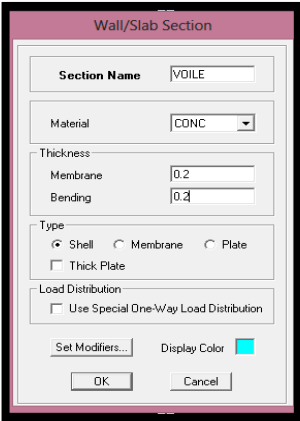
Reinforcement ⇒ Column.

Après avoir fini la définition des éléments barres (poteaux, poutres), on passe aux éléments plaques, planchers, dalles pleines (DP) et voiles.

• **Voile :**

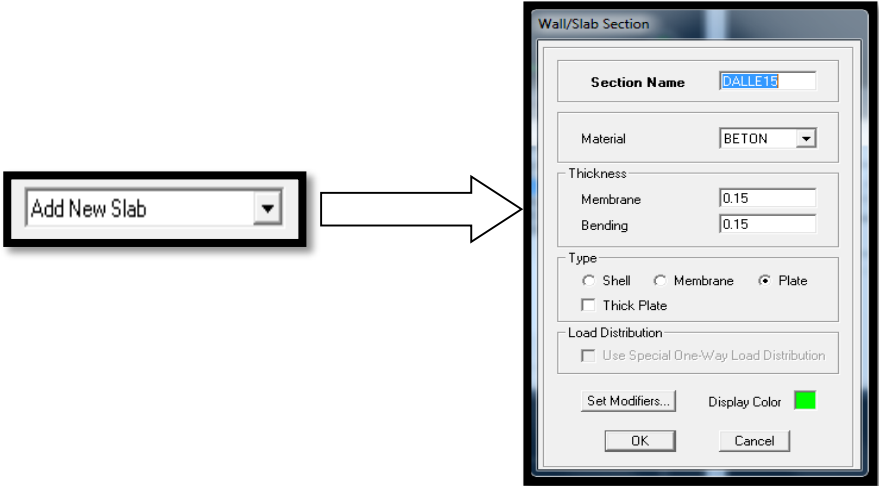


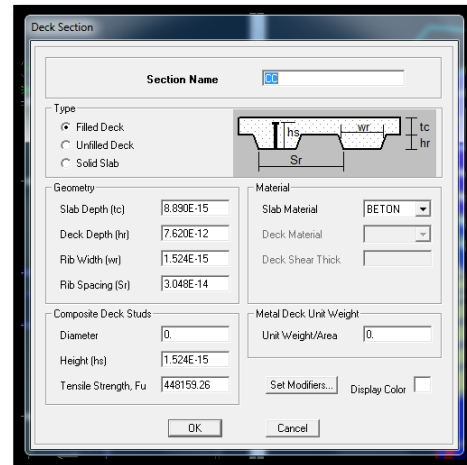
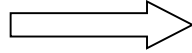
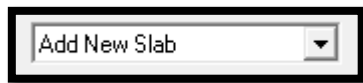
Define ⇒ wall/slab/deck sections
Add new wall(Voile)



• **Dalle pleine :**

Define ⇒ wall/slab/deck sections ⇒ Add new slab (Dalle pleine)





On définit les propriétés comme indiqué.

IV.4.4. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA/version2003

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse, il s'agit d'une courbe de réponse permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé ou futur.

Pour la création du spectre de réponse nous avons utilisé le logiciel de calcul RPA99



Données à introduire dans le logiciel :

Zone II : Sismicité moyenne (Tizi-Ouzou).

Groupe 2B : Ouvrages abritant fréquemment de grands rassemblements de personnes.

Catégorie S₃ (classification des sites d'implantation) : Site meuble.

Coefficient de Comportement R (classification des systèmes de contreventement) :

L'objet de classification des systèmes structuraux se traduit dans les règles et méthodes de calculs par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification d'une valeur numérique du coefficient de comportement R.

La classification des systèmes structuraux est faite en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique et le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs du type de construction des possibilités de redistribution d'effort dans la structure. Nous avons :

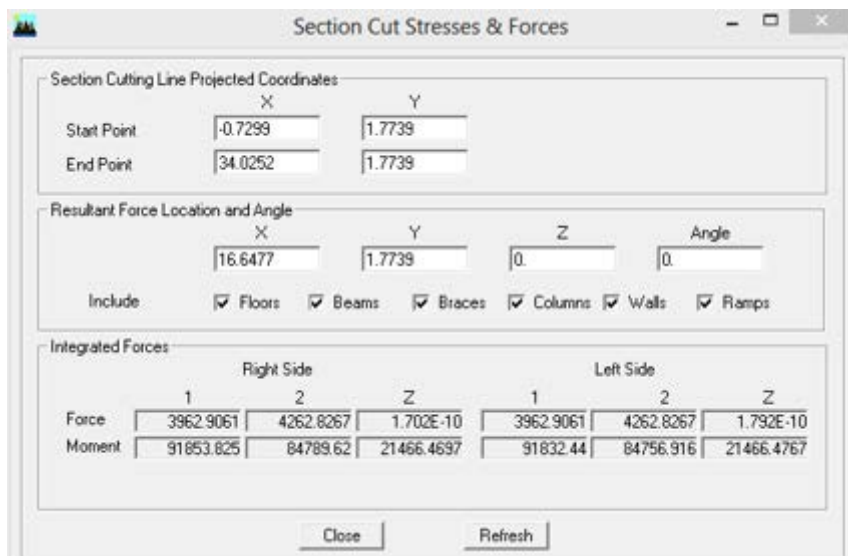
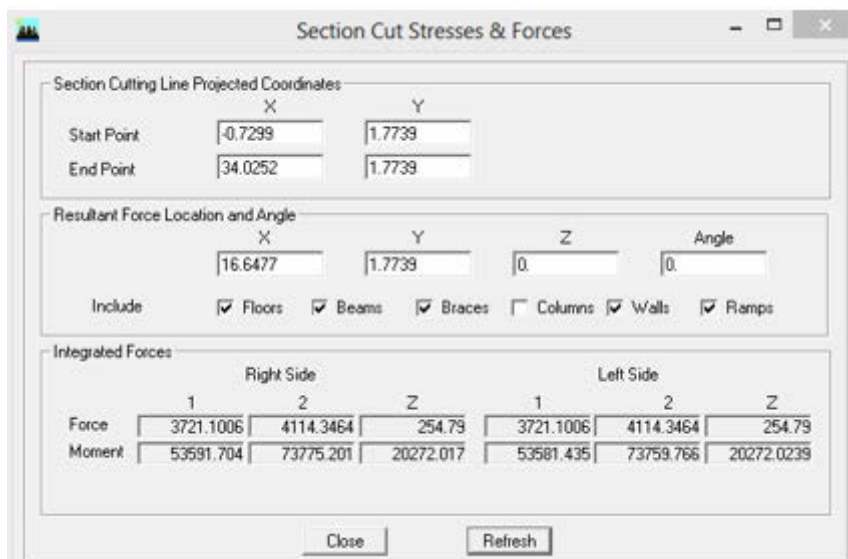
2. Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Tableau IV.1 : Définition du système de contreventement du bâtiment

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
A 4b	Portiques contreventés par des voiles	3.5

View \Rightarrow Set 3D view \Rightarrow display deformed shape \Rightarrow E Spectre \Rightarrow draw
 \Rightarrow Draw section cut

**Figure** : Efforts repris par l'ensemble selon E**Figure** : Efforts repris par les voiles selon E.

Suivant x-x :

Efforts repris par l'ensemble : 3962.9061.....100%
 Efforts repris par les voiles : 3721.1006.....x
 X=93.90%

Suivant y-y :

Efforts repris par l'ensemble : 4262.8267.....100%
 Efforts repris par les voiles : 4114.3464.....x
 X=96.52%

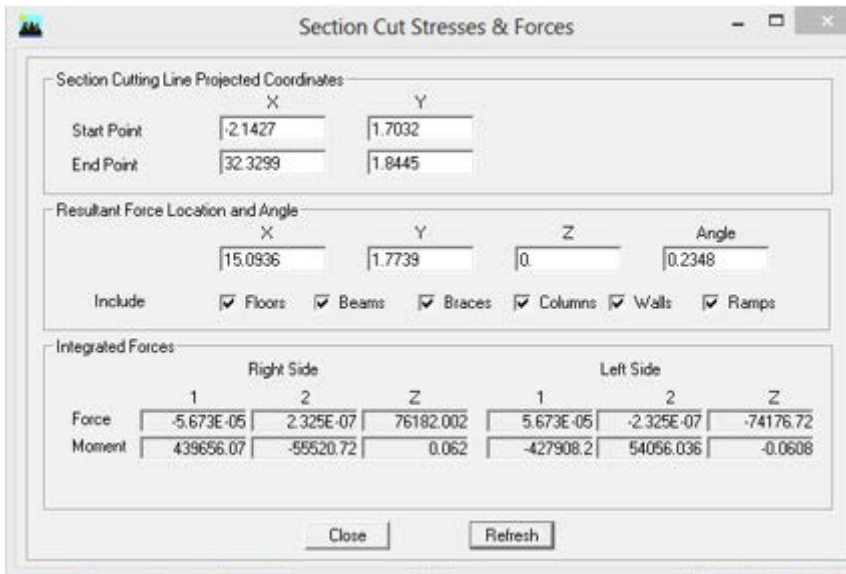


Figure : Efforts repris par l'ensemble selon ELU

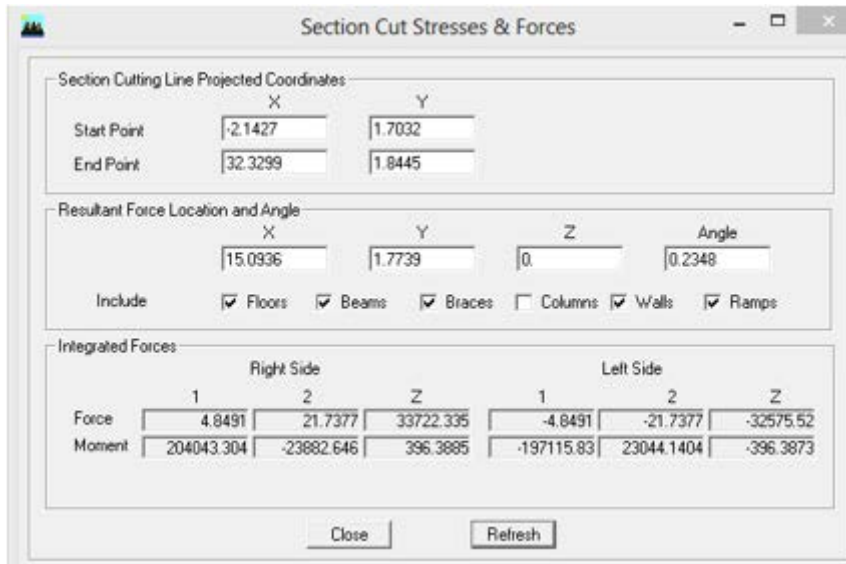


Figure : Efforts repris par les voiles selon ELU.

Suivant z-z :

Efforts repris par l'ensemble : 76182.002100%

Efforts repris par les voiles : 33722.335.....x

X=44.27%

Conclusion:

D'après ses résultats les sollicitations horizontales sont reprises en totalité par les voiles, et les sollicitations verticales sont reprises à 44% par les voiles donc le bâtiment étudié sera classé comme suite :

Voiles porteur (Le coefficient de comportement R=3.5)**- Pourcentage d'amortissement :**

- **Tableau IV. 2 :** Pourcentage d'amortissement dans le cas de voiles ou murs

Remplissage	Voiles ou murs
	Béton armé/maçonnerie
Dense	10 %

- Facteur de Qualité Q (art 4.4./RPA 99/03)

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} p_q = 1 + (p_1 + p_2 + p_3 + p_4 + p_5 + p_6)$$

Tableau IV.3 : Evaluation du facteur de qualité Q

Critère q »	P _q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q " est satisfait ou non".

a. Conditions minimales sur les files de contreventement :**Système de portiques :**

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

Suivant x on a (08) travée \Longrightarrow CV

Suivant y : terrasse a 2 travée \Longrightarrow CNV

$$\frac{l_{max}}{l_{min}} \leq 1.5$$

Suivant x $\frac{4.15}{3.4} = 1.22 \leq 1.5$ \Longrightarrow CV

Suivant y $\frac{4.6}{3.15} = 1.46 \leq 1.5$ \Longrightarrow CV

Donc la condition n'est pas vérifiée.

Système de voiles :

Chaque file de voiles doit comporter à tous les niveaux, au moins un (01) trumeau ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 0,67 ou bien deux (02) trumeaux ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 1,0. Ces trumeaux doivent s'élever sur toute la hauteur de l'étage et ne doivent avoir aucune ouverture ou perforation qui puisse réduire de manière significative leur résistance ou leur rigidité...

Donc la condition n'est pas vérifiée.

a. Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

$$\frac{d_{max}}{d_{min}} \leq 1.5$$

4 files(terrasse) suivant X-X

$$\frac{4.15}{3.4} = 1.22 \leq 1.5$$

10 files suivant Y-Y

$$\frac{4.6}{3.15} = 1.46 \leq 1.5$$

Condition vérifiée

b. Régularité en plan :

Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

Suivant x \Longrightarrow CV

Suivant y \Longrightarrow CV

Condition vérifiée.

Condition sur l'excentricité :

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée. (CV)

Condition sur les décrochements :

La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4.

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{31.6}{15.2} = 2.08 < 4$$

Condition vérifiée.

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

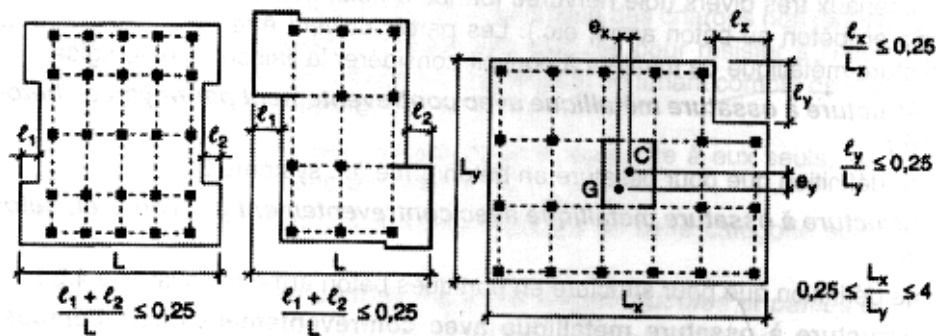


Figure : Limites des décrochements en plan

Suivant y-y : $\frac{e_1+e_2}{l_x} = \frac{4.3+1.95}{15.2} = 0.41 \geq 0.25$ CNV

Condition non vérifiée.

un critère de régularité en plan de n'est pas vérifiés ; d'où notre structure est considérée comme étant non régulière en plan.

c. Régularité en élévation :**Condition sur le système de contreventement :**

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

Condition vérifiée.

Condition sur les masses et rigidités :

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

Condition vérifiée.

Condition sur les décrochements en élévation :

Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Suivant Y-Y :

$$l_y = 15.2 \text{ m} \quad 20\% l_y = 3.04 \text{ m}$$

$$0.08 < 20\% l_y$$

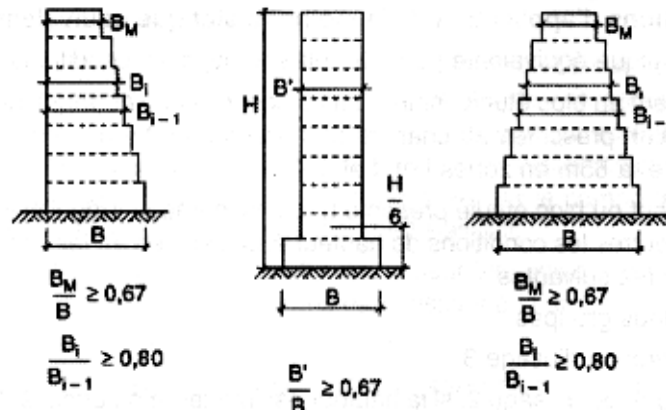


Figure : Limites des décrochements en élévation

Tableau IV.4 : Vérification de la régularité en élévation

	Suivant-y	Suivant x
$\frac{B_i}{B_{i-1}} > 0.8$	$\frac{7.45}{15.2} = 0.49 < 0.8$	$\frac{31.6}{31.6} = 1 > 0.8$
$\frac{B_{min}}{B_{max}} > 0.67$	$\frac{7.45}{15.2} = 0.49 < 0.8$	$\frac{31.6}{31.6} = 1 > 0.8$

Conditions non vérifiées.

Deux des critères de la régularité en élévation ne sont pas vérifiés. Notre structure est classée non régulière en élévation.

d. Contrôle de la qualité des matériaux :

Condition non vérifiée.

e. Condition de la qualité de l'exécution :

Condition non vérifiée.

Le tableau ci-dessous résume les résultats trouvés :

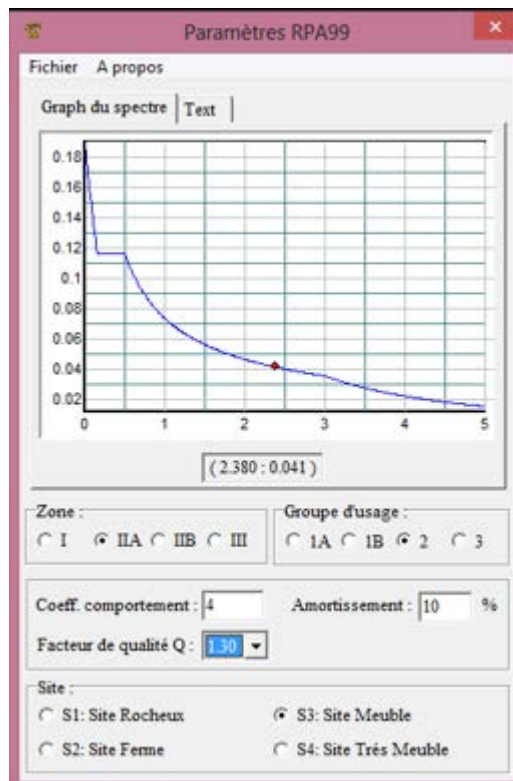
Tableau IV.5 : Evaluation du facteur de qualité pour le bâtiment

Critère q »	P _q	
	Observé	Valeur de P _q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	non	0.05
2. Redondance en plan	oui	0
3. Régularité en plan	non	0.05
4. Régularité en élévation	non	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	non	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	non	0,10

Finalemment :

$$Q = 1.30$$

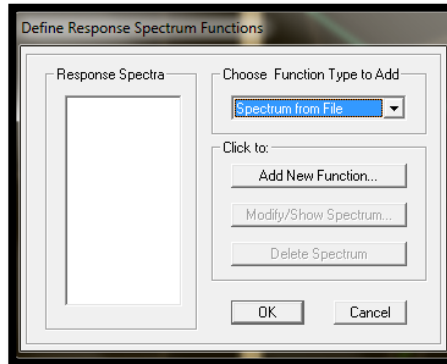
On introduit les valeurs du calcul des coefficients trouvées dans le spectre :



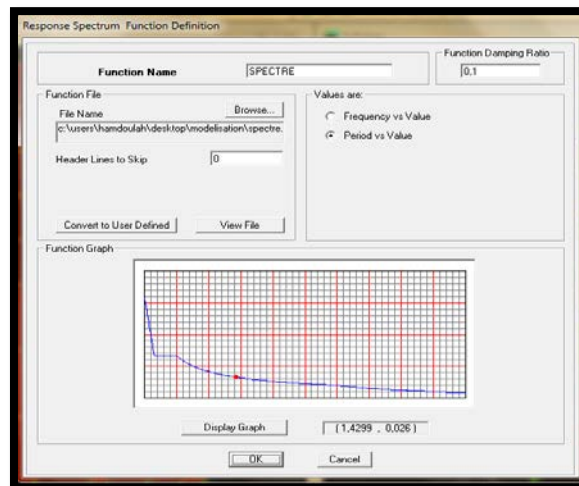
On clique sur **Text** puis sur **Enregistrer** et on lui choisit un emplacement de sauvegarde.

Pour introduire le spectre dans le logiciel **ETABS**, on suit la procédure suivante :

Define \Rightarrow **Reponse Spectrum Function** \Rightarrow **Spectrum from file** \Rightarrow **Add new function**



Puis, **Browse** et on sélectionne dans la sauvegarde le spectre déjà créé et enregistré.

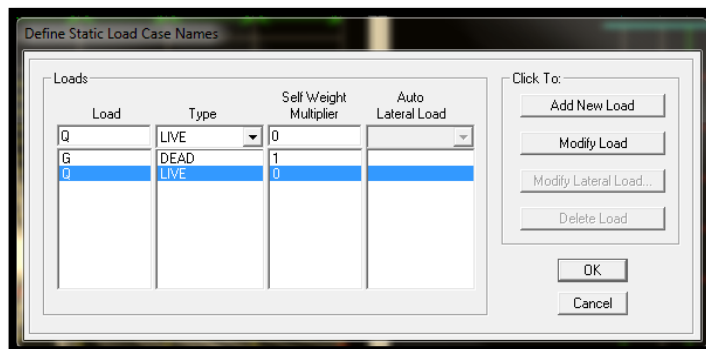


IV.5. Définition des Charges statiques (G, Q)

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et des charges d'exploitations (Q) que l'on doit définir afin de charger notre structure comme suit :

Define \Rightarrow **Static Load Cases.**

Ou bien:  **Static Load Cases.**



On définit aussi V_{SE} qui permettra à ETABS de calculer l'effort tranchant donné par la méthode statique équivalente en suivant les étapes suivantes :

Define \implies **Static Load Cases** \implies **Modify lateral load**

Base \implies **Shear Coefficient** $\implies C = \frac{A \times D \times Q}{R}$

$$A = 0.15$$

$$Q = 1.30$$

$$R = 3.5$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T.

Il est donné par la formule :

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

T_2 : Période caractérisée associée à la catégorie du site. Elle est donnée par le tableau (4.7 du RPA99/V2003).

$$T_1 = 0.15 \text{ Sec}$$

$$T_2(S_3) = 0.50 \text{ Sec}$$

η : Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$$

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance de remplissages ;

$$\xi = 10\%$$

$$\eta = 0.76 > 0.7$$

Nous avons :

$$C_T = 0.05$$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6.RPA99/V2003.)

$$C_T = 0.050$$

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

$$T = 0.050 \times (36.89)^{3/4}$$

$$T = 0.748 \text{ Sec}$$

Sens x-x :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D} \quad (4.7) \text{ RPA99v2003}$$

$$D = 31.6 \text{ et } h = 33.87 \text{ d'où } T = 0.54$$

Sens y-y :

$D = 15.2$ et $h = 33.87$ d'où $T = 0.78$

On prend la minimal des trois valeurs donc $T = 0.54$

$T_2 = 0.50$ Sec et $T_1 = 0.15$ Sec $\longrightarrow T_2 \leq T \leq 3.0$ Sec

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

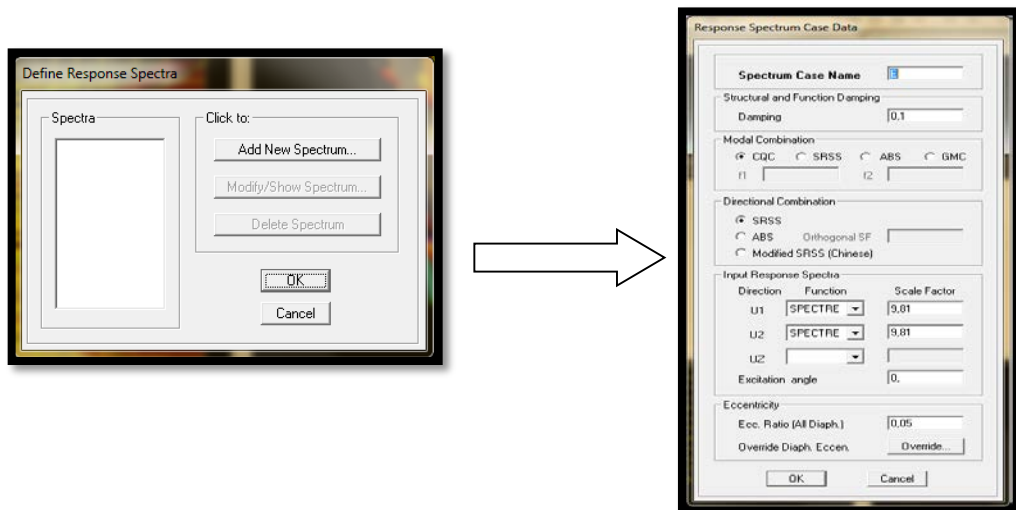
$$D = 1.8$$

D'où : $C = \frac{0.15 \times 1.8 \times 1.30}{4} = 0.08775$

IV.5.1. Définition de la charge sismique

Une fois que le spectre est défini et introduit, on définit la charge sismique E comme suit :


Define \implies **Response spectrum cases** \implies **Add New Spectrum.**



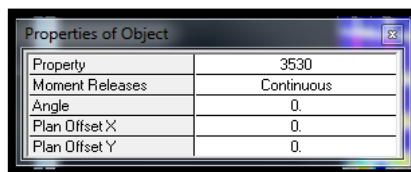
IV.5.2. Mise en place des éléments de la structure :

Pour affecter les sections définies aux différents éléments on doit suivre les étapes qui suivent :


- **Les poteaux :**

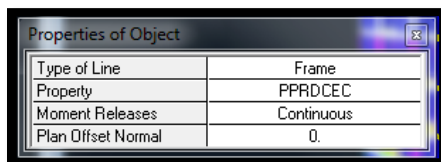
On clique droit sur l'icône  (create columns in region or at clicks). Dans la boîte de dialogue qui apparait, on sélectionne dans **Property** le type de poteaux a placé selon l'étage correspondant :

On place les poteaux conformément au plan d'architecture.




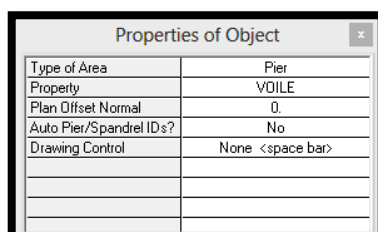
- **Les poutres :**

On clique droit sur l'icône  (create lines in region or at clicks). Dans la boîte de dialogue qui apparaît, on sélectionne dans **property** les poutres principales et les poutres secondaires que l'on doit disposer et on sélectionne les lignes porteuses de cet élément pour qu'elles soient placées.




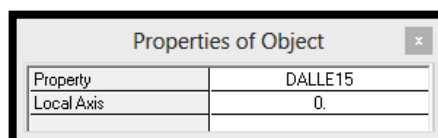
- **Les voiles :**

On clique sur droit l'icône  (Draw walls) pour créer les voiles , raidisseurs et linteaux. Dans la boîte de dialogue qui apparaît, on sélectionne dans **property Voile** et dans **Drawing Control**, «*Fixed Length*» et on introduit la longueur du voile, ensuite on se positionne sur l'axe du voile et on sélectionne le premier point de départ du voile afin de le positionner et on clique sur un autre point parallèle à ce dernier pour positionner notre voile.





- **Les dalles pleines :**

On clique droit sur l'icône  (Create Areas at click). Dans la boîte de dialogue qui apparaît, on sélectionne dans property DP25 ou DP15. Ensuite on se positionne sur le rectangle comportant la dalle pleine et on clique gauche pour placer la dalle.

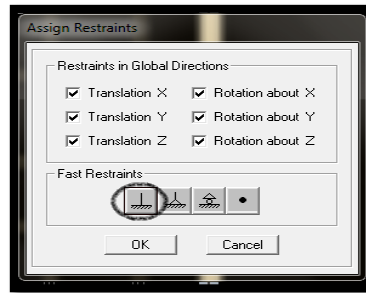


- **Le corps creux :**

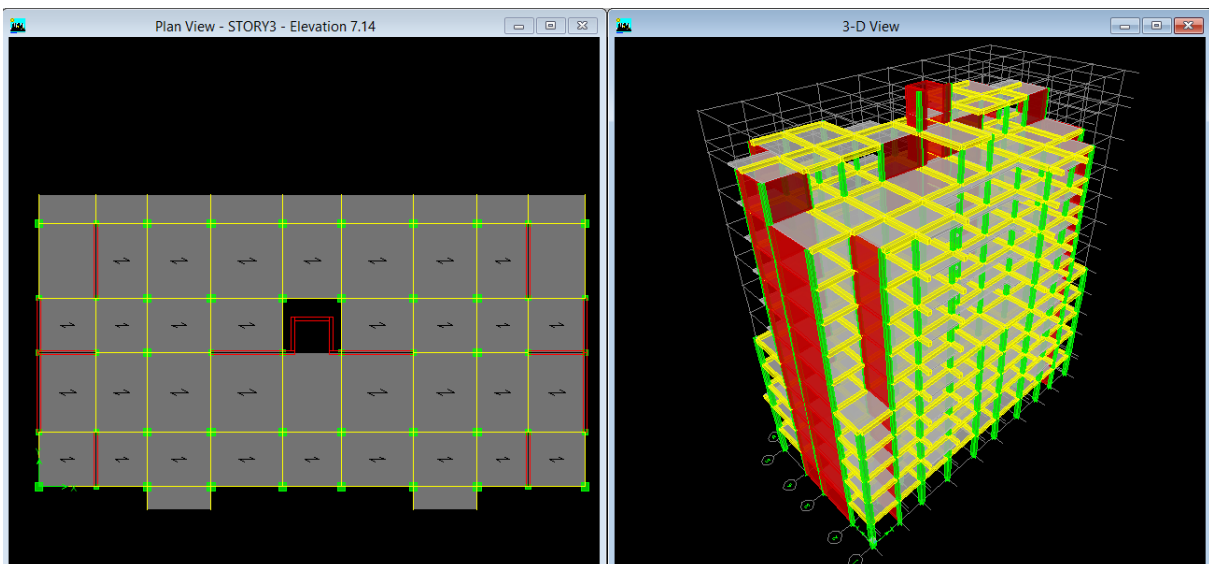
On clique droit sur l'icône  (Create Areas at click). Dans la boîte de dialogue qui apparaît, on sélectionne dans property CC. Ensuite on se positionne sur le rectangle comportant le corps creux et on clique gauche pour placer le plancher.

Après la définition des éléments et la modélisation de ces derniers, on doit définir les appuis et encastrent les poteaux et les voiles à la base du bâtiment .On se positionnant a la base sur une vue en plan, on sélectionne tout et on clique sur l'icône .

Dans la fenêtre qui s'affichera, on bloque toutes les translations et les rotations et on valide la sélection.



Le résultat des étapes précédentes nous donne :



IV.5.3. Définition de la Masse source

La masse source est la masse revenant à chaque plancher. (RPA99)

La masse des plancher est supposée concentrées en leurs centres de masse.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure,
- W_{Qi} : Charges d'exploitation,

- β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5. Du RPA99/V2003.

Dans notre cas nous avons :

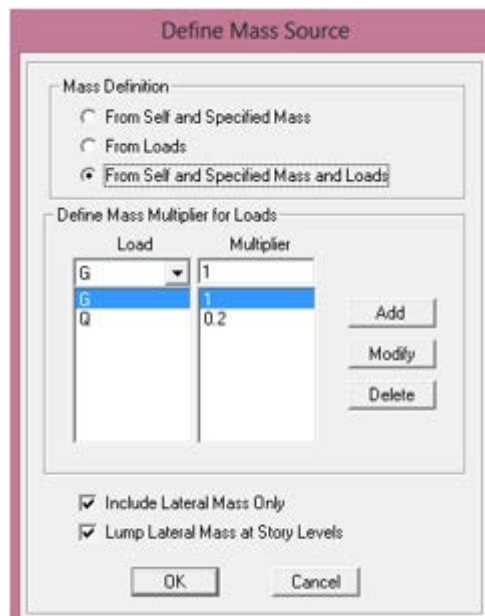
Tableau 4.6 : Coefficient de pondération selon la nature du bâtiment

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,2

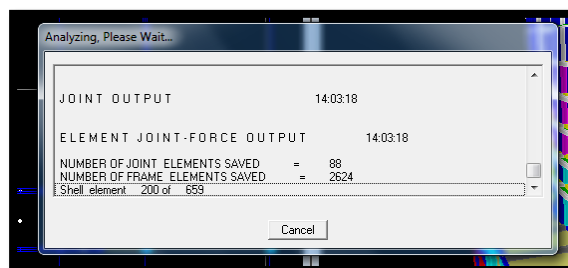
L'inertie massique est déterminée automatiquement par ETABS.

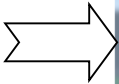
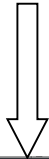
On introduit cela sur ETABS comme suit :

Define \Rightarrow **Masse source** \Rightarrow **fromself and Specified Masse and Loads.**



Pour déterminer le poids total de la structure, on lance l'analyse avec :





Choose Tables for Display

Edit

- MODEL DEFINITION (0 71 Input Tables=Click the OK button)
 - Building Data
 - Property Definitions
 - Load Definitions
 - Point Assignments
 - Frame Assignments
 - Area Assignments
 - Input Design Data
 - Design Overwrites
 - Options/Preferences Data
 - Miscellaneous Data
- ANALYSIS RESULTS (1 25 Input Tables=Click the OK button)
 - Displacements
 - Reactions
 - Modal Information
 - Building Output
 - Table: Center Mass Rigidity
 - Table: Story Shears
 - Table: Tributary Area and RLLF
 - Table: Special Seismic Rho Factor
 - Frame Output
 - Area Output
 - Wall Output
 - Objects and Elements

Load Cases (Model Def.)

Select Load Cases...

3 of 3 Loads Selected

Load Cases/Combos (Results)

Select Cases/Combos...

1 of 9 Loads Selected

Modify/Show Options...

Options

Selection Only

Named Sets

Save Named Set...

Show Named Set...

OK

Cancel

Load Cases/Combos (Results)

Select Cases/Combos...

1 of 9 Loads Selected

Select Output

Select

- D8GE Combo
- E Spectra
- ELS Combo
- ELU Combo
- G Static Load
- GQE Combo
- Q Static Load
- YSE Static Load
- W Combo

OK

Cancel

Clear All

Story Shears

Edit View

Story Shears

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	STORY9	G02Q	Bottom	13807.38	0.00	0.00	0.007	106170.414	-218159
	STORY8	G02Q	Top	16576.79	0.00	0.00	0.007	125745.377	-261916
	STORY8	G02Q	Bottom	17691.65	0.00	0.00	0.011	134306.614	-279531
	STORY7	G02Q	Top	20461.06	0.00	0.00	0.011	153881.577	-323288
	STORY7	G02Q	Bottom	21575.92	0.00	0.00	0.015	162442.998	-340903
	STORY6	G02Q	Top	25123.75	0.00	0.00	0.015	188572.242	-396960
	STORY6	G02Q	Bottom	26394.91	0.00	0.00	0.019	198303.304	-417044
	STORY5	G02Q	Top	30033.53	0.00	0.00	0.019	225125.612	-474535
	STORY5	G02Q	Bottom	31304.69	0.00	0.00	0.023	234856.709	-494619
	STORY4	G02Q	Top	34975.10	0.00	0.00	0.023	262093.820	-552612
	STORY4	G02Q	Bottom	36246.26	0.00	0.00	0.027	271824.860	-572697
	STORY3	G02Q	Top	40281.93	0.00	0.00	0.027	304924.426	-636461
	STORY3	G02Q	Bottom	41845.51	0.00	0.00	0.030	316863.731	-661165
	STORY2	G02Q	Top	43544.08	0.00	0.00	0.030	329736.355	-673315
	STORY2	G02Q	Bottom	43778.61	0.00	0.00	0.030	331527.135	-677021
	STORY1	G02Q	Top	45828.58	0.00	0.00	0.030	346911.598	-724020
	STORY1	G02Q	Bottom	47313.97	0.00	0.00	0.031	358252.907	-747489


47313.97

W : poids total de la structure donné par ETABS.

$$W = 47313.20 \text{ kN.}$$

IV.5.4. Chargement des éléments :

Nous avons créé des planchers en corps creux, alors pour les charger avec G et Q, nous allons

cliquer sur l'icône 

Uniform Surface Loads

Load Case Name	DEAD	Units	KN-m	
Uniform Load	Load	5.5	Direction	Gravity
Options		<input type="radio"/> Add to Existing Loads <input checked="" type="radio"/> Replace Existing Loads <input type="radio"/> Delete Existing Loads		
OK		Cancel		

On introduit les valeurs de G et Q du rez de chaussée, des étages courants et de la terrasse que nous avons calculé dans le chapitre du pré dimensionnement et on sélectionne le carré de plancher à charger.

- Terrasse :

$$G = 5.46 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ kN/m}^2$$

- **étages courants :**

$$G = 5.5 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ kN/m}^2$$

- **étages de services +RDC :**

$$G = 5.5 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

- **E/SOL :**

$$G = 5.5 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 4 \text{ kN/m}$$

- **Les dalles pleines (porte à faux) :**

$$G = 1.4 \text{ kN/m}$$

$$Q = 3.5 \text{ kN/m}$$


- **Les dalles pleines (escaliers) :**

$$G = 1.62 \text{ kN/m}$$

$$Q = 2.5 \text{ kN/m}$$

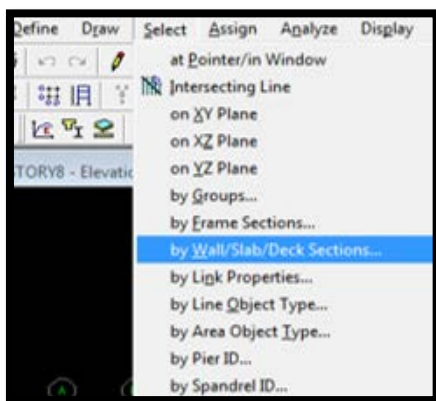
Pour les planchers en dalle pleine :

Assign \Rightarrow **Areas loads** \Rightarrow **Frame/line loads** \Rightarrow **Distributed** \Rightarrow **G.**

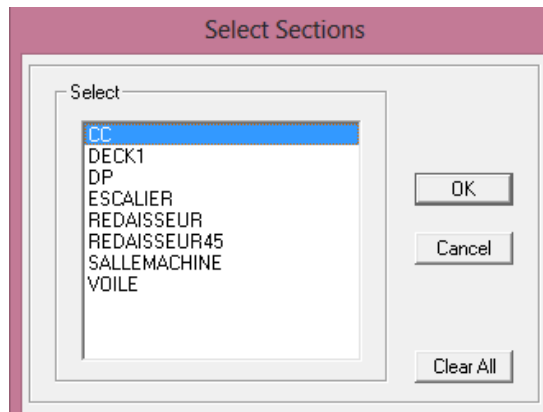
Ou bien, on clique sur l'icone 

Pour le chargement des dalles pleines, nous allons les sélectionner comme suit :

Select by Wall/Slab/Deck Sections, on selection DALLE25 et on valide.



Pour le chargement des voiles le calcul de la charge reprise se fait comme suit :



Voile de rive :

$$G = \frac{G_i \times \frac{l_i}{2}}{h_i}$$

$$Q = \frac{Q_i \times \frac{l_i}{2}}{h_i}$$

Voile intermédiaire :

$$G = \frac{G_i \times \frac{l_i + l_{i+1}}{2}}{h_i}$$

$$Q = \frac{Q_i \times \frac{l_1 + l_2}{2}}{h_i}$$

Avec

G_i : la charge permanente de l'étage,

Q_i : la charge d'exploitation de l'étage,

l_i : longueur de la travée,


h_i : la hauteur de l'étage,

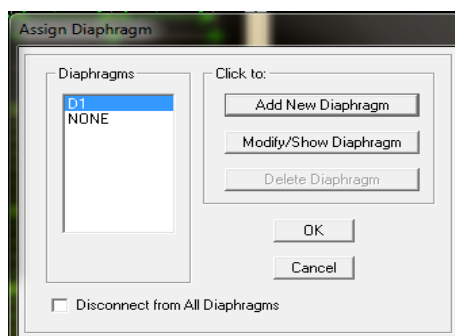
IV.5.5. Diaphragme

Les masses des planchers sont supposées concentrées en leurs centres de masse et qui sont désignés par la notation de «Nœuds Maitres». Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher a leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragmes ceci a pour effet de réduire le nombre d'équation à résoudre par *ETABS*.

On sélectionne le premier étage puis on va dans :

Define \Rightarrow **Diaphragms** \Rightarrow **D1** \Rightarrow **OK**.

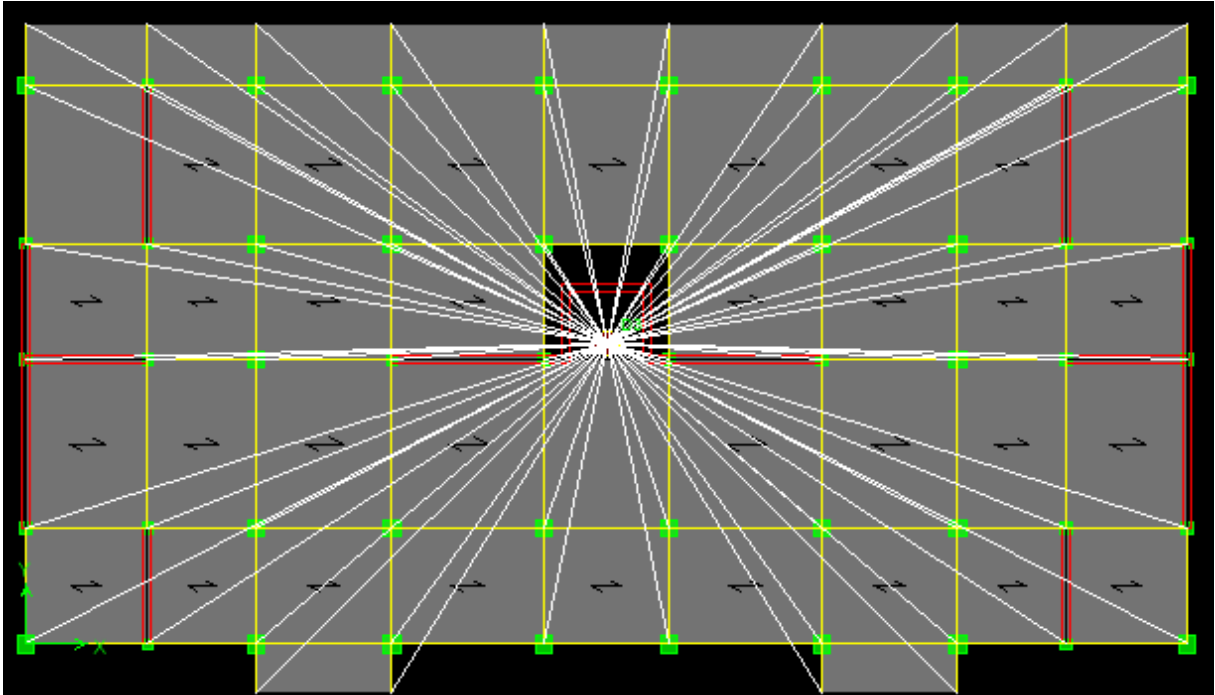
Ou bien on clique directement sur l'icône :  **D1** \Rightarrow **OK**.



On sélectionne de la même manière le deuxième étage :

Define \Rightarrow **Diaphragms** \Rightarrow **Add New Diaphragm** \Rightarrow **D2** \Rightarrow **OK**

Les diaphragmes s'afficheront comme sur la capture ci-après :



On suit la même procédure pour les différents étages. (Dans notre structure nous avons douze planchers ce qui nous donne huit diaphragmes).

IV.6. Introduction aux vérifications :

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste.

Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante, affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction, de manière à assurer un degré de protection acceptable :

- vérification de l'effort normal réduit,
- vérification de l'effort tranchant à la base,
- vérification de la période,
- translation parfaite au deux premier mode,
- vérification du pourcentage de participation de la masse modale,
- vérification des déplacements relatifs,
- justification vis-à-vis de l'effet P-Delta,
- vérification de l'excentricité.

IV.6.1. Analyse et visualisation des résultats :

a. Lancement de l'analyse :

Avant de lancer l'analyse de la structure, on doit verrouiller notre model on clique droit sur **unlock model** :



Pour lancer l'analyse, on se positionne sur **Analyse** \Rightarrow **Run Analysis** ou bien on clique sur :



b. Visualisation des résultats :

Pour visualiser la déformée de la structure, on clique sur **Show Deformed Shape**.

IV.6.2. Vérifications

a. Vérification de l'effort normal réduit :

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{cj}} \leq 0.3$$

Avec

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton .

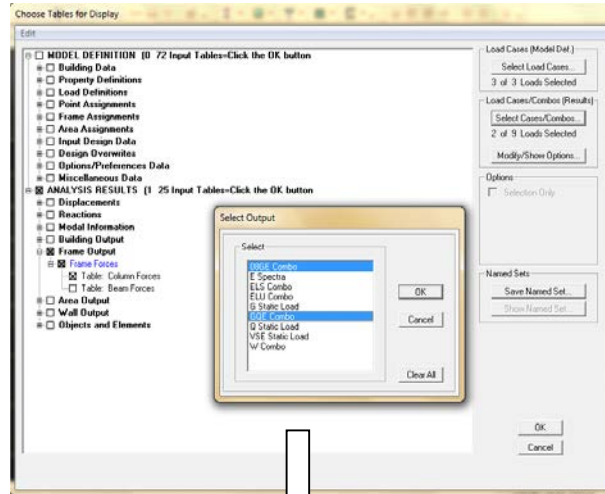
B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière (section du poteau). f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton . N_d : effort normal max dans les poteaux sous les combinaisons :

(0.8G±E et G +Q±E) tiré par les tableaux donnés par Etabs comme suit :

Display ⇒ **Show Tables** ⇒ **ANALYSIS RESULTS** ⇒ **Frame Output**
frame forces ⇒ **Column forces.**

On fait une copie du tableau donné par **Etabs**, on les colle sur une feuille Excel et on tire la valeur max de l'effort (P) pour chacune des zones.

Exemple :



	A	B	C	D	E	F	G	H	I
66	STORY12-1	C47	GQE MIN	0	-3148.14	-3.95	-4.83	-0.091	-15.984
67	STORY12-1	C47	GQE MIN	1.28	-3134.62	-3.95	-4.83	-0.091	-9.93
68	STORY12-1	C47	GQE MIN	2.56	-3121.1	-3.95	-4.83	-0.091	-12.781
69	STORY12-1	C47	08GE MAX	0	-1926.55	6.52	12.68	0.09	23.432
70	STORY12-1	C47	08GE MAX	1.28	-1915.73	6.52	12.68	0.09	7.322
71	STORY12-1	C47	08GE MAX	2.56	-1904.92	6.52	12.68	0.09	0.117
72	STORY12-1	C47	08GE MIN	0	-2001.67	-4.6	-6.71	-0.09	-17.737
73	STORY12-1	C47	08GE MIN	1.28	-1990.85	-4.6	-6.71	-0.09	-9.28
74	STORY12-1	C47	08GE MIN	2.56	-1980.04	-4.6	-6.71	-0.09	-9.727
75	STORY12-1	C48	GQE MAX	0	-3096.18	3.52	5.13	0.089	16.193
76	STORY12-1	C48	GQE MAX	1.28	-3082.66	3.52	5.13	0.089	9.729
77	STORY12-1	C48	GQE MAX	2.56	-3069.14	3.52	5.13	0.089	12.56
78	STORY12-1	C48	GQE MIN	0	-3168.73	-7.16	-14.68	-0.091	-25.386
79	STORY12-1	C48	GQE MIN	1.28	-3155.21	-7.16	-14.68	-0.091	-6.688
80	STORY12-1	C48	GQE MIN	2.56	-3141.69	-7.16	-14.68	-0.091	2.713
81	STORY12-1	C48	08GE MAX	0	-1941.79	4.26	7	0.09	18.018
82	STORY12-1	C48	08GE MAX	1.28	-1930.98	4.26	7	0.09	9.153
83	STORY12-1	C48	08GE MAX	2.56	-1920.16	4.26	7	0.09	9.585
84	STORY12-1	C48	08GE MIN	0	-2014.34	-6.42	-12.81	-0.09	-23.561
85	STORY12-1	C48	08GE MIN	1.28	-2003.52	-6.42	-12.81	-0.09	-7.264
86	STORY12-1	C48	08GE MIN	2.56	-1992.71	-6.42	-12.81	-0.09	-0.262

Tableau 4.6.2.a : effort normal réduit

Zone	Section(m)	$N_d(kN)$	$B_c \times f_{c28} (kN)$	V	observation
Zone I	0.45×0.45	1427.51	5062.5	$0.28 < 0.3$	CV
Zone II	0.40×0.40	1087.44	4000	$0.27 < 0.3$	CV
Zone III	0.35×0.35	709.94	3062.5	$0.23 < 0.3$	CV
Zone IV	0.30×0.30	305.86	2250	$0.14 < 0.3$	CV

Remarque :

On constate que l'effort normal réduit est vérifié dans toutes les zones on garde les mêmes sections défini dans le chapitre III

a. Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003/Art 4 .3.6) :

$$V_t \geq 0.8 V_{se}$$

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule (4.1 RPA99 V.2003) empirique appropriée.

$$V_{ms} < 0.80 V_{se}$$

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage 2b
 - Zone sismique II
- } **→** A= 0.15 (Tableau 4.1 RPA 99. V2003)

D : facteur d'amplification dynamique moyen. **D = 1.8**

R : Coefficient de comportement global de la structure. **R = 3.5**

Q : Facteur de qualité. **Q = 1.3**

Les résultats des efforts tranchant à la base sont donnés par **ETABS** en suivant les étapes suivantes :

- Effort tranchant donné par la **Méthode Modale Spectrale**

Display \Rightarrow **Show tables** \Rightarrow **building Output** \Rightarrow **Story Shears** \Rightarrow **Select Cases/ combos** \Rightarrow **E_{spectral}**.

Tableau 4.6.2.b : Tableau récapitulatif

Méthode Modale Spectrale	
V _{Tx} (kN)	3962.9061
V _{Ty} (kN)	4114.3464

- Effort tranchant donné par la méthode statique équivalente
- **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

$$V = \frac{0.15 \times 1.8 \times 1.3}{3.5} \times 47313.97$$

V=4744.9 KN

Tableau 5. : Tableau récapitulatif

Méthode Statique Equivalente	
V _{se} (kN)	4744.9
0.8V _{se} (kN)	3795.93

- Vérifications

Sens X-X :

$$V_{tx} \geq 0.8 V \implies 3962.91 > 0.8V_{se} = 3795.93$$

(Condition Vérifiée)

Sens Y-Y :

$$V_{ty} \geq 0.8 V \implies 4114.35 > 0.8V_{se} = 3795.93$$

(Condition Vérifiée)

IV.6.3. Estimation de la période fondamentale de la structure

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

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,

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.

Nous avons :

$$h_N = 36.89 \text{ m}$$

$$C_T = 0.05$$

$$T = 0.05 \times (36.89)^{3/4} = 0.74 \text{ s}$$

Il faut majorer T calculé de 30%

$$T \times 1.3 = 0.74 \times 1.3 = 0.97$$

- Valeur de T trouvé par ETABS
- **Tableau : période**

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0.870962	68.0452	0.0000	0.0000	68.0452	0.0000	0.0000	0.000
2	0.748657	0.0000	64.6013	0.0000	68.0452	64.6014	0.0000	97.741
3	0.556726	0.2060	0.0004	0.0000	68.2513	64.6018	0.0000	0.000
4	0.234324	18.4362	0.0000	0.0000	86.6875	64.6018	0.0000	0.000
5	0.174783	0.0000	21.7962	0.0000	86.6875	86.3979	0.0000	1.941
6	0.128857	0.0134	0.0003	0.0000	86.7009	86.3982	0.0000	0.000
7	0.105170	6.3868	0.0000	0.0000	93.0877	86.3982	0.0000	0.000
8	0.076652	0.0000	6.5573	0.0000	93.0877	92.9555	0.0000	0.236
9	0.063513	3.0098	0.0000	0.0000	96.0975	92.9555	0.0000	0.000
10	0.056513	0.0825	0.0006	0.0000	96.1799	92.9561	0.0000	0.000
11	0.048073	0.0001	2.8516	0.0000	96.1800	95.8077	0.0000	0.042
12	0.044541	1.5306	0.0001	0.0000	97.7106	95.8077	0.0000	0.000
13	0.037456	0.5276	0.0000	0.0000	98.2382	95.8077	0.0000	0.000
14	0.035744	0.0342	1.0233	0.0000	98.2725	96.8310	0.0000	0.010
15	0.035567	0.0969	0.4370	0.0000	98.3694	97.2680	0.0000	0.004
16	0.033390	0.6879	0.0006	0.0000	99.0572	97.2686	0.0000	0.000
17	0.030164	0.3525	0.0000	0.0000	99.4098	97.2686	0.0000	0.000
18	0.028589	0.0000	1.1044	0.0000	99.4098	98.3730	0.0000	0.008

$T_{etabs} = 0.87 \text{ s}$

- Valeur de T trouvé par La formule empirique majoré de 30% :

$T = 0.97 \text{ s}$

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%.

$T_{etabs} = 0.87 < 0.97$

Nous remarquons aussi deux translations dans les deux premiers modes et une rotation dans le 3^{ème} mode comme le montre le tableau ci-dessous :

Tableau : translation

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
1	0.870962	68.0452	0	0	68.0452	0	0	0	98.4975	0.2523
2	0.748657	0	64.6013	0	68.0452	64.6014	0	97.7486	0	0.0003
3	0.556726	0.206	0.0004	0	68.2513	64.6018	0	0.0005	0.388	63.6711
4	0.234324	18.4362	0	0	86.6875	64.6018	0	0	0.7865	0.0039
5	0.174783	0	21.7962	0	86.6875	86.3979	0	1.9416	0	0.0002
6	0.128857	0.0134	0.0003	0	86.7009	86.3982	0	0	0.0004	22.8851
7	0.10517	6.3868	0	0	93.0877	86.3982	0	0	0.2625	0.0174
8	0.076652	0	6.5573	0	93.0877	92.9555	0	0.2364	0	0.0007
9	0.063513	3.0098	0	0	96.0975	92.9555	0	0	0.0347	0.1016
10	0.056513	0.0825	0.0006	0	96.1799	92.9561	0	0	0.0011	6.6029
11	0.048073	0.0001	2.8516	0	96.18	95.8077	0	0.0421	0	0.0001
12	0.044541	1.5306	0.0001	0	97.7106	95.8077	0	0	0.0172	0.1356

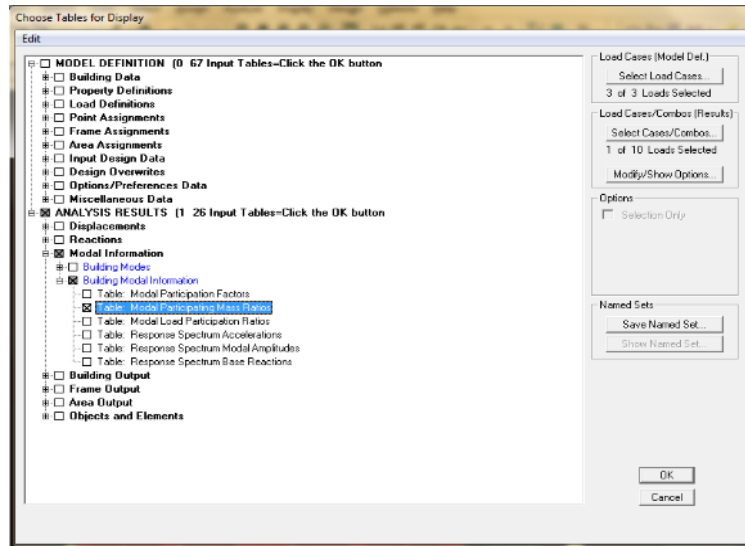
IV.6.4. Vérification du pourcentage de participation de la masse modale (Article 4.3.4 RPA99/V2003)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d’excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale au moins à 90 % de la masse totale de la structure.

On tire les valeurs du tableau trouvées dans le calcul en suivant les étapes suivantes :

Display ⇒ **Show Tables** ⇒ **ANALYSIS RESULTS** ⇒ **Modal Information**
building Modal Information ⇒ **Table: Modal Participating Masse Ratios.**



Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
1	0.870962	68.0452	0	0	68.0452	0	0	0	98.4975	0.2523
2	0.748657	0	64.6013	0	68.0452	64.6014	0	97.7486	0	0.0003
3	0.556726	0.206	0.0004	0	68.2513	64.6018	0	0.0005	0.388	63.6711
4	0.234324	18.4362	0	0	86.6875	64.6018	0	0	0.7865	0.0039
5	0.174783	0	21.7962	0	86.6875	86.3979	0	1.9416	0	0.0002
6	0.128857	0.0134	0.0003	0	86.7009	86.3982	0	0	0.0004	22.8851
7	0.10517	6.3868	0	0	93.0877	86.3982	0	0	0.2625	0.0174
8	0.076652	0	6.5573	0	93.0877	92.9555	0	0.2364	0	0.0007
9	0.063513	3.0098	0	0	96.0975	92.9555	0	0	0.0347	0.1016
10	0.056513	0.0825	0.0006	0	96.1799	92.9561	0	0	0.0011	6.6029
11	0.048073	0.0001	2.8516	0	96.18	95.8077	0	0.0421	0	0.0001
12	0.044541	1.5306	0.0001	0	97.7106	95.8077	0	0	0.0172	0.1356
13	0.037456	0.5276	0	0	98.2382	95.8077	0	0	0.0033	0.0035

a. Vérifications de la somme de la masse modale :

Sens X-X :

$M_{\geq \text{sens } (x - x)} : 93.0877 \% \text{ au } 7^{\text{ème}} \text{ mode, } 3^{\text{ème}} \text{ selon cette direction.}$

Sens Y-Y :

$M_{\geq \text{sens } (y - y)} : 92.9555 \% \text{ au } 8^{\text{ème}} \text{ mode, } 3^{\text{ème}} \text{ selon cette direction.}$

La somme de la masse modale au 8^{ème} mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, la condition du RPA (Article 4.3.4) est donc vérifiée.

b. Vérification des déplacements relatifs :

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques

R : coefficient de comportement (R= 3.5)

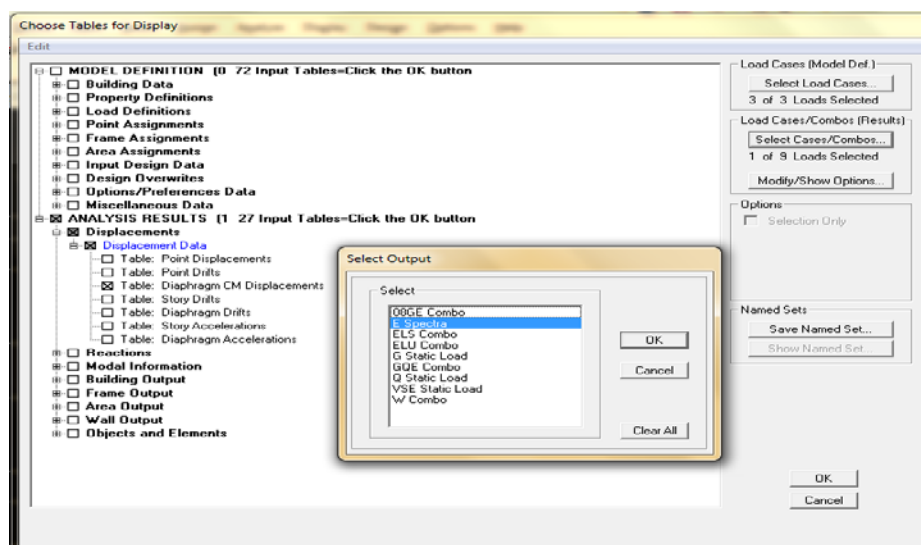
Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré (RPA 2003/Art 5.10).

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel **ETABS** et donnée sous forme de tableau qu'on tire comme suit :

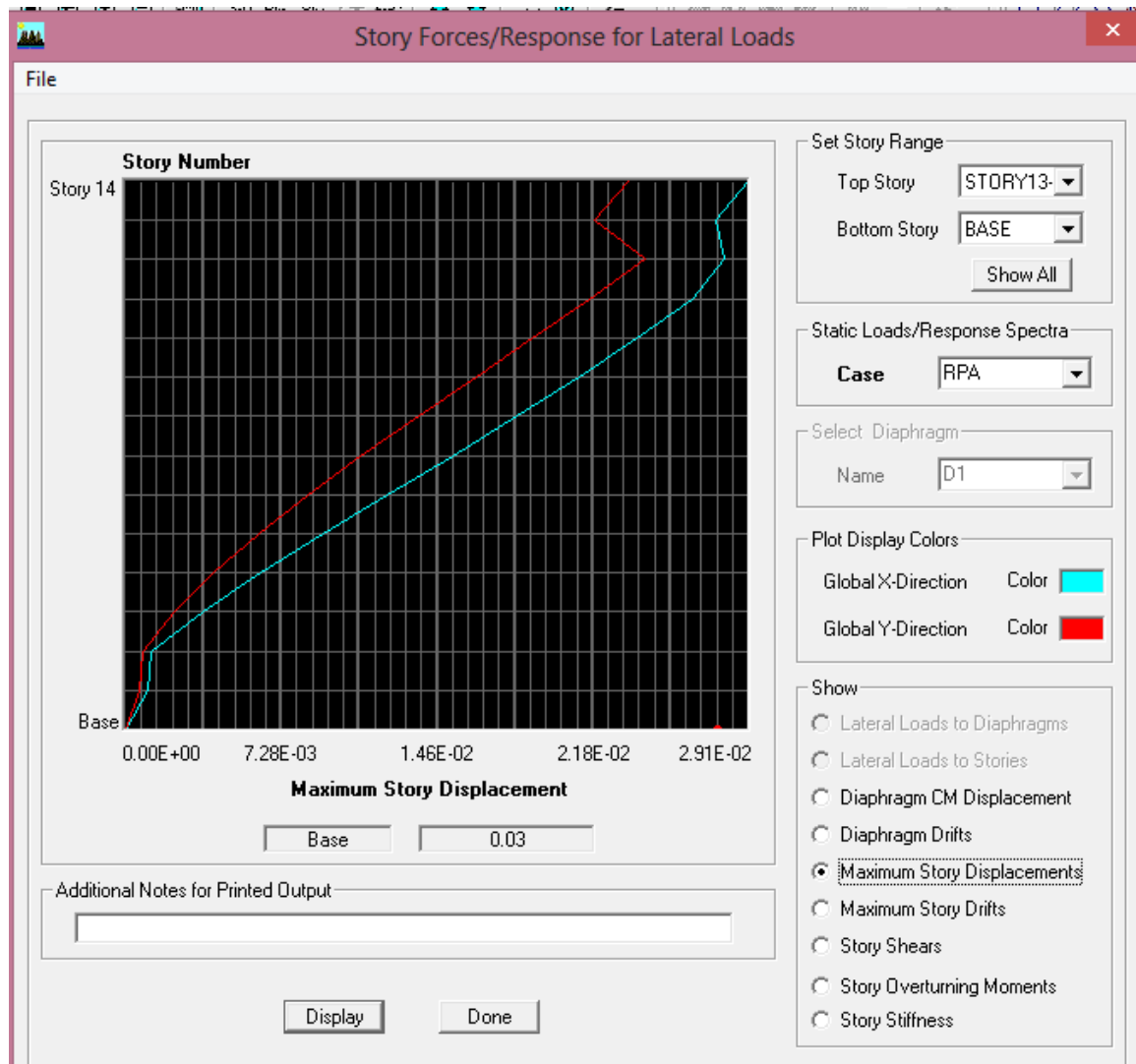
Display \Rightarrow **Show Tables** \Rightarrow **ANALYSIS RESULTS** \Rightarrow **Displacement Data**
Diaphragm CM Displacements.



Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	Point	X	Y	Z
STORY12	D12	EE	0.0227	0.0197	0	0	0	0.00016	2485	15.8	9.972	33.87
STORY11	D11	EE	0.021	0.0175	0	0	0	0.00014	2486	15.8	7.481	30.9
STORY10	D10	EE	0.0189	0.0153	0	0	0	0.00012	2487	15.8	7.239	27.93
STORY9	D9	EE	0.0166	0.0131	0	0	0	0.00011	2488	15.8	7.241	24.96
STORY8	D8	EE	0.0142	0.011	0	0	0	0.00009	2489	15.8	7.241	21.99
STORY7	D7	EE	0.0117	0.0088	0	0	0	0.00007	2490	15.8	7.241	19.02
STORY6	D6	EE	0.0093	0.0068	0	0	0	0.00006	2491	15.8	7.407	16.05
STORY5	D5	EE	0.0069	0.0049	0	0	0	0.00004	2492	15.8	7.412	13.08
STORY4	D4	EE	0.0047	0.0032	0	0	0	0.00003	2493	15.8	7.548	10.11
STORY3	D3	EE	0.0027	0.0018	0	0	0	0.00001	2494	15.795	8.196	7.14
STORY2	D2	EE	0.0009	0.0006	0	0	0	0	2495	11.272	7.6	3.74
STORY1	D1	EE	0.0007	0.0005	0	0	0	0	2496	19.846	7.523	3.23

Tableau récapitulatif des vérifications :

Story	δ_x	δ_y	Δ_{kx}	Δ_{ky}	$\Delta_{kx} \times R$	$\Delta_{ky} \times R$	1% he	OBS
STORY 12	0.0277	0.0197	0.0067	0.0022	0.0268	0.0088	0.0297	CV
STORY 11	0.021	0.0175	0.0021	0.0022	0.0084	0.0088	0.0297	CV
STORY 10	0.0189	0.0153	0.0023	0.0022	0.0092	0.0088	0.0297	CV
STORY 9	0.0166	0.0131	0.0024	0.0021	0.0096	0.0084	0.0297	CV
STORY 8	0.0142	0.011	0.0025	0.0022	0.01	0.0088	0.0297	CV
STORY 7	0.0117	0.0088	0.0002	0.002	0.0008	0.008	0.0297	CV
STORY 6	0.0115	0.0068	0.0022	0.0019	0.0088	0.0076	0.0297	CV
STORY 5	0.0093	0.0049	0.0024	0.0017	0.0096	0.0068	0.0297	CV
STORY 4	0.0069	0.0032	0.0042	0.0014	0.0168	0.0056	0.0297	CV
STORY 3	0.0027	0.0018	0.0018	0.0012	0.0072	0.0048	0.034	CV
STORY 2	0.0009	0.0006	0.0002	0.0001	0.0008	0.0004	0.0374	CV
STORY 1	0.0007	0.0005	0.0007	0.0005	0.0028	0.002	0.0323	CV



- Conclusion :

Les résultats des déplacements relatifs sont vérifiés pour chaque étage.

IV.6.5. Justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$ (Art 5.9/RPA99 modifié 03) :

Les effets du 2^o ordre (ou effet $P-\Delta$) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »,

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k",

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »,

h_k : Hauteur de l'étage « k »,

Les effets $P-\Delta$ peuvent être négligés dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

- Sens : X-X :

Tableau : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Story	δx (m)	Δ_{kx} (m)	$\Delta_{kx} \times R$ (m)	P_x (kN)	$P_x \times \Delta x$ (kN.m)	V_x (kN)	h_e (m)	$V_x \times h_e$ (kN.m)	Θ_x	OBS
STORY 12	0.0277	0.0067	0.0268	2260.76	15.147092	489.38	2.97	1453.4586	0.01042141	<i>CV</i>
STORY 11	0.021	0.0021	0.0084	6091.93	12.793053	1142.96	2.97	3394.5912	0.00376866	<i>CV</i>
STORY 10	0.0189	0.0023	0.0092	9923.11	22.823153	1672.13	2.97	4966.2261	0.00459567	<i>CV</i>
STORY 9	0.0166	0.0024	0.0096	13807.38	33.137712	2103.78	2.97	6248.2266	0.00530354	<i>CV</i>
STORY 8	0.0142	0.0025	0.01	17691.65	44.229125	2468.62	2.97	7331.8014	0.0060325	<i>CV</i>
STORY 7	0.0117	0.0002	0.0008	21575.92	4.315184	2779.67	2.97	8255.6199	0.0005227	<i>CV</i>
STORY 6	0.0115	0.0022	0.0088	26394.91	58.068802	3096.09	2.97	9195.3873	0.00631499	<i>CV</i>
STORY 5	0.0093	0.0024	0.0096	31304.69	75.131256	3383.71	2.97	10049.6187	0.00747603	<i>CV</i>
STORY 4	0.0069	0.0042	0.0168	36246.26	152.234292	3629.99	2.97	10781.0703	0.01412052	<i>CV</i>
STORY 3	0.0027	0.0018	0.0072	41845.51	75.321918	3848.1	3.4	13083.54	0.005757	<i>CV</i>
STORY 2	0.0009	0.0002	0.0008	43778.61	8.755722	3900.35	3.74	14587.309	0.00060023	<i>CV</i>
STORY 1	0.0007	0.0007	0.0028	47313.97	33.119779	3962.91	3.23	12800.1993	0.00258744	<i>CV</i>

- Sens : Y-Y :

Tableau : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Story	Δ_y (m)	Δ_{ky} (m)	$\Delta_{ky} \times R$ (m)	P_y (kN)	$P_y \times \Delta_y$ (kN.m)	V_y (kN)	h_e (m)	$V_y \times h_e$ (kN.m)	Θ_y	OBS
STORY 12	0.0197	0.0022	0.0088	2260.76	4.973672	571.89	2.97	1698.5133	0.00292825	CV
STORY 11	0.0175	0.0022	0.0088	6091.93	13.402246	1270.66	2.97	3773.8602	0.00355134	CV
STORY 10	0.0153	0.0022	0.0088	9923.11	21.830842	1844.03	2.97	5476.7691	0.00398608	CV
STORY 9	0.0131	0.0021	0.0084	13807.38	28.995498	2305.91	2.97	6848.5527	0.00423381	CV
STORY 8	0.011	0.0022	0.0088	17691.65	38.92163	2694.37	2.97	8002.2789	0.00486382	CV
STORY 7	0.0088	0.002	0.008	21575.92	43.15184	3023.72	2.97	8980.4484	0.00480509	CV
STORY 6	0.0068	0.0019	0.0076	26394.91	50.150329	3355.72	2.97	9966.4884	0.0050319	CV
STORY 5	0.0049	0.0017	0.0068	31304.69	53.217973	3653.6	2.97	10851.192	0.00490434	CV
STORY 4	0.0032	0.0014	0.0056	36246.26	50.744764	3910.25	2.97	11613.4425	0.00436949	CV
STORY 3	0.0018	0.0012	0.0048	41845.51	50.214612	4141.19	3.4	14080.046	0.00356637	CV
STORY 2	0.0006	0.0001	0.0004	43778.61	4.377861	4197.14	3.74	15697.3036	0.00027889	CV
STORY 1	0.0005	0.0005	0.002	47313.97	23.656985	4262.83	3.23	13768.9409	0.00171814	CV

IV.6.6. Vérification de l'excentricité article (4.3.7 du RPA99/2003)

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05 L$, doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Avec

L : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique

Soit : C_m : centre de masse

C_R : centre de rigidité

On doit vérifier :

$$\text{Sens xx : } |C_M - C_R| \leq 0.05L_x$$

$$\text{Sens yy : } |C_M - C_R| \leq 0.05L_y$$

Les centres de masse et les centres de rigidité pour les différents étages sont tirés du logiciel ETABS, pour faire : **show table** \Rightarrow **building output** \Rightarrow **center Mass Rigidité**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 4.6.6 : Vérification de l'excentricité

Story	C_{MX}	C_{MY}	C_{RX}	C_{RY}	$C_{MX} - C_{RX}$	$C_{MY} - C_{RY}$	L_x	L_y	5% L_x	5% L_y	OBS
STORY1	19.943	7.521	15.838	7.852	4.105	-0.331	31.6	15.2	1.58	0.76	CV
STORY2	11.152	7.603	15.841	7.826	-4.689	-0.223	31.6	15.2	1.58	0.76	CV
STORY3	15.795	8.205	15.772	7.837	0.023	0.368	31.6	15.2	1.58	0.76	CV
STORY4	15.8	7.548	15.77	7.872	0.03	-0.324	31.6	15.2	1.58	0.76	CV
STORY5	15.8	7.41	15.772	7.881	0.028	-0.471	31.6	15.2	1.58	0.76	CV
STORY6	15.8	7.405	15.776	7.873	0.024	-0.468	31.6	15.2	1.58	0.76	CV
STORY7	15.8	7.236	15.779	7.874	0.021	-0.638	31.6	15.2	1.58	0.76	CV
STORY8	15.8	7.236	15.782	7.883	0.018	-0.647	31.6	15.2	1.58	0.76	CV
STORY9	15.8	7.236	15.785	7.899	0.015	-0.663	31.6	15.2	1.58	0.76	CV
STORY10	15.8	7.234	15.787	7.923	0.013	-0.689	31.6	15.2	1.58	0.76	CV
STORY11	15.8	7.466	15.789	7.954	0.011	-0.488	31.6	15.2	1.58	0.76	CV
STORY12	15.801	8.581	15.791	8.021	0.01	0.56	31.6	12.05	1.58	0.6	CV

Remarque :

Sens x-x : story1 et story2 (un seul plancher) s'équilibre ($4.105 - 4.649 = -0.544 < 0.5l_x = 1.58$)

IV.7. Conclusion

D'après les résultats obtenus précédemment on peut conclure que toutes les conditions ci-dessous sont vérifiées :

- vérification de l'effort normal réduit,
- vérification de l'effort tranchant à la base,
- vérification de la période,
- translation au deux premiers modes et rotation au 3^{ème} mode,
- vérification du pourcentage de participation de la masse modale,
- vérification des déplacements relatifs,
- justification vis-à-vis de l'effet P-Delta,
- vérification de l'excentricité.

Ce model présente toutes les caractéristiques recommandées par les règlements, on peut donc passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailer les différents éléments structuraux.

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ELEMENT STRUCTURAUX

V-1-1 Introduction :

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU. En précédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- $1,35G+1,5Q \Rightarrow$ à l'ELU.
- $G+Q \Rightarrow$ à l'ELS
- $G+Q \pm E \Rightarrow$ RPA99 révisé 2003.
- $0,8G \pm E \Rightarrow$ RPA99 révisé 2003.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- effort normal maximal et le moment correspondant.
- effort normal minimal et le moment correspondant.
- moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

V-1-2 Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 en zone IIa :

V-1-2-1 Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute **adhérence**, droites et sans crochets.

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

Le pourcentage minimal d'armatures sera $0,8\% \times b \times h$

$$\text{Poteau } (45 \times 45) : A_{\min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (40 \times 40) : A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (35 \times 35) : A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (30 \times 30) : A_{\min} = 0.008 \times 30 \times 30 = 7.2 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de $6\% \times b \times h$

$$\text{Poteau } (45 \times 45) : A_{\max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (40 \times 40) : A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (35 \times 35) : A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (30 \times 30) : A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2 \text{ Erreur ! Signet non défini.}$$

• **Le pourcentage maximal en zone courante sera $4\% \times b \times h$**

$$\text{Poteau } (45 \times 45) : A_{\max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (40 \times 40) : A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (35 \times 35) : A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (30 \times 30) : A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$$

- Le diamètre minimal est de **12[mm]**.
- La longueur minimale des recouvrements $L_R = 40 \Phi_L^{\min}$.
- La distance entre les barres verticales dans une face ne doit pas dépasser **25cm** en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être si possibles, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).

V-1-2-2 Armatures transversales :

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales
- Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \quad (\text{RPA99 révisée 2003/Art7.4.2.2})$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec : λ_g élancement géométrique

A_t : armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales.

La valeur **maximum** d'espacement en zone IIa est fixée comme suit :

- **Dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \text{Min} (10 \phi, 15\text{cm})$$

- **Dans la zone courante :**

$$S_t \leq 15 \phi_1^{\min}$$

Avec ϕ est le diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau

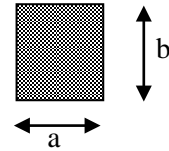
- Calcul d'élanement : (élanement géométrique)

$$\lambda_{eg} = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$$

Avec :

a et b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

L_f : longueur de flambement.



- Quantité d'armatures transversales minimale : (RPA99 révisée 2003/Art7.4.22)

$\frac{A_t}{bS_t}$ en % est donné comme suite :

Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\%$.

Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\%$.

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs précédentes

Les cadres et les étriers doivent être fermes par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum

V-1-3 Calcul des armatures à l'ELU :

Etapes de calcul en flexion composée :

V-1-3-1 Armatures longitudinales :

- ✓ Si N_U est un effort de traction et

$$e = \frac{M_U}{N_U} < \left(\frac{h}{2} - C \right) \text{ Alors la section est entièrement tendue}$$

- ✓ Si $e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C \right)$ Alors la section est partiellement comprimée.

- ✓ Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - C \right)$.Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante.

$$(d-c) N_u - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \rightarrow (A)$$

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

- Si l'inégalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$$

Si $\mu_b < \mu_1$ la section est simplement armée.(SSA)

Si $\mu_b > \mu_1$ la section est doublement armée(SDA)

donc il faut calculer A_1 et A'_1 ,

$$\mu_1 = 0.392.$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle est donnée par : $A_s = A_1 - \frac{N}{\sigma_s}$ pour une SSA

Pour une section doublement armée

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Avec $\Delta M = M_f - M_r$

M_r : moment ultime pour une section simplement armée

Finalement la section réelle d'armature est $A'_s = A'_1$, $A_s = A_1$ - **Erreur ! Signet non**

défini. $\frac{N_u}{\sigma_s}$

- Si l'inégalité (A) n'est pas vérifiée, donc la section est entièrement comprimée ; il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u (d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu} \rightarrow (B)$$

- Si l'inégalité (B) est vérifiée, donc la section à besoin d'armatures inférieures comprimées.

$$A'_s = \frac{M_f - (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}.$$

$$A_s = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bu}}{\sigma_s} - A'_s.$$

- Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$A_s = 0$.

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,357 + \frac{N(d-c) - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0,857 - \frac{c}{h}}.$$

Les résultats des efforts internes des poteaux pour tout les combinaisons sont donnée par le logiciel ETABS et leurs ferrailrages se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel SOCOTEC

Les résultats seront donnés par les tableaux qui suivant :

V-1-3-1-a) Calcul des armatures dans le sens longitudinal (x-x) :

Niveaux	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Section (b × h) (cm) ²	obs.	A _{st} (cm ²)	A' _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Adopté (cm ²)	Choix Des barres
E/SOL+RDC	N _{max} = 130.06	M _{cor} =23.035	45 × 45	SEC	0	0	16.2	24.12	12HA16
	N _{min} = -1432.62	M _{cor} =-4.896		SET	20.24	20.95			
	N _{cor} = -1095.7	M=65.642		SET	20.47	11.03			
1 ^{er} , 2 ^{ème} 3 ^{ème}	N _{max} = 112.47	M _{cor} = 27.513	40 × 40	SPC	0.5	0	12,8	20.36	4HA16 + 8HA14
	N _{min} = -1279.28	M _{cor} = -7.58		SET	17.77	19.01			
	N _{cor} = 34.79	M=64.713		SPC	4.7	0			
4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème}	N _{max} = -56.17	M _{cor} = 14.269	35 × 35	SPC	2.13	0	9,8	14.2	4HA16+4HA14
	N _{min} = -876.8	M _{cor} = -0.546		SET	12.55	12.66			
	N _{cor} = -248.27	M= 44.389		SPC	7.77	0			
7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème}	N _{max} = 70.78	M _{cor} = 24.454	30 × 30	SPC	1.65	0	7.2	9.04	8HA12
	N _{min} = -376.59	M _{cor} = 12.159		SET	6.81	4.02			
	N _{cor} = 53.84	M = 43.358		SPC	4.19	0			

V-1-3-1-b) Calcul des armatures dans le sens transversal (y-y):

Niveaux	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Section ($b \times h$) (cm) ²	obs.	A_s' (cm)	A_s (cm)	A_{min} (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)	Choix Des barres
E/SOL+RDC	$N_{max}= 130.06$	$M_{cor}= 7.444$	45×45	SEC	0	0	16,2	24.12	12HA16
	$N_{min}= -1432.62$	$M_{cor}= 0.254$		SET	20.61	20.58			
	$N_{cor}= -828.38$	$M= 58.868$		SPC	16.14	7.68			
1 ^{er} , 2 ^{ème} 3 ^{ème}	$N_{max}= 112.47$	$M_{cor}=10.383$	40×40	SEC	0	0	12,8	20.36	4HA16 + 8HA14
	$N_{min}= -1279.28$	$M_{cor}= -1.214$		SET	18.29	18.49			
	$N_{cor}= -500.48$	$M= 77.122$		SET	13.53	0.86			
,4 ^{ème} ,5 ^{ème} 6 ^{ème}	$N_{max}= -56.17$	$M_{cor}= 2.873$	35×35	SET	1.08	0.53	9,8	14.2	4HA16+4HA14
	$N_{min}= -876.8$	$M_{cor}= -2.465$		SET	12.37	12.84			
	$N_{cor}= -24.911$	$M= 70.357$		SPC	7.06	0			
7 ^{ème} , 8 ^{ème} 9 ^{ème}	$N_{max}= 70.78$	$M_{cor}= 0.572$	30×30	SEC	0	0	7.2	9.04	8HA12
	$N_{min}= -376.59$	$M_{cor}= -3.409$		SET	5.02	5.81			
	$N_{cor}=0.7$	$M=53.902$		SPC	6.22	0			

V-1-3-1-c) Calcul des armatures dans le sens longitudinal (x-x) des poteaux (30×30):

Niveaux	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Section ($b \times h$) (cm) ²	obs.	A_s' (cm)	A_s (cm)	A_{min} (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)	Choix Des barres
E/SOL+RDC	$N_{max}= 594.42$	$M_{cor}= 1.525$	30×30	SEC	0	0	7.2	16.08	8HA16
	$N_{min}= -1001.24$	$M_{cor}= -2.353$		SET	14.12	14.66			
	$N_{cor}=424.29$	$M= 36.895$		SEC	0	0			
1 ^{er} , 2 ^{ème} 3 ^{ème}	$N_{max}= 370.88$	$M_{cor}=0.914$	30×30	SEC	0	0	7.2	12.32	8HA14
	$N_{min}= -659.47$	$M_{cor}= -8.592$		SET	8.49	10.47			
	$N_{cor}= 44.09$	$M= 38.313$		SPC	3.69	0			
,4 ^{ème} ,5 ^{ème} 6 ^{ème}	$N_{max}= 180.8$	$M_{cor}= 0.76$	30×30	SEC	0	0	7.2	9.04	8HA12
	$N_{min}= -332.63$	$M_{cor}= -15.994$		SET	2.94	6.62			
	$N_{cor}= 45.18$	$M= 43.011$		SPC	4.26	0			
7 ^{ème} , 8 ^{ème} 9 ^{ème}	$N_{max}= 71$	$M_{cor}= 24.429$	30×30	SPC	1.65	0	7.2	9.04	8HA12
	$N_{min}= -175$	$M_{cor}= 11.324$		SEC	3.82	1.21			
	$N_{cor}=54.22$	$M=43.186$		SPC	4.17	0			

V-1-3-1-d) Calcul des armatures dans le sens transversal (y-y) poteaux (30×30):

Niveaux	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Section ($b \times h$) (cm) ²	obs.	A_s' (cm)	A_s (cm)	A_{min} (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)	Choix Des barres
E/SOL+RDC	$N_{max}= 594.97$	$M_{cor}= 2.048$	30×30	SEC	0	0	7.2	16.08	8HA16
	$N_{min}= -1001.24$	$M_{cor}= -4.893$		SET	13.83	14.96			
	$N_{cor}=89.23$	$M= 24.976$		SPC	1.46	0			
1 ^{er} , 2 ^{ème} 3 ^{ème}	$N_{max}= 370.88$	$M_{cor}=11.464$	30×30	SEC	0	0	7.2	12.32	8HA14
	$N_{min}= -659.47$	$M_{cor}= -2.621$		SET	9.18	9.78			
	$N_{cor}= -51.5$	$M= 31.116$		SPC	4.17	0			
4 ^{ème} , 5 ^{ème} 6 ^{ème}	$N_{max}= 180.8$	$M_{cor}= 17.64$	30×30	SEC	0	0	7.2	9.04	8HA12
	$N_{min}= -332.63$	$M_{cor}= 17.64$		SET	6.81	2.75			
	$N_{cor}= -34.92$	$M= 34.93$		SPC	4.37	0			
7 ^{ème} , 8 ^{ème} 9 ^{ème}	$N_{max}= 71$	$M_{cor}= 1.222$	30×30	SEC	0	0	7.2	9.04	8HA12
	$N_{min}= -175.82$	$M_{cor}= -1.402$		SEC	6.81	2.75			
	$N_{cor}= -11.96$	$M=36.428$		SPC	4.23	0			

V-1-3-2 Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celle-ci vers la paroi du poteau.

(Exemple de calcul pour **RDC**)

Le diamètre Φ_t des armatures transversales doit être égal au moins à ;

$$\Phi_t = \frac{1}{3} \Phi_L^{\max} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ cm} \text{ Soit } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\Phi 8$ soit

$$(A_t = 2.01)$$

L'espacement des armatures : (BAEL 99 ArtA 8.1.3)

$$S_t \leq \min \{15\Phi_L^{\min}, 40 \text{ cm}, (a + 10) \text{ cm}\} = \min \{15 \times 1.4, 40 \text{ cm}, 45 + 10\}$$

$$S_t \leq 21 \text{ cm}$$

Avec a : est la petite dimension du poteau.

Recommandations du RPA 99 révisé 2003 /art 7.4.2.2 :

✓ En zone nodale :

$$S_t \leq \min (10\phi, 15 \text{ cm}) = \min (10 \times 1.4, 15 \text{ cm}) = 14 \text{ cm}$$

✓ En zone courante :

$$S_t \leq 15 \phi_1^{\min}$$

$$S_t \leq 15 \times 1.4 = 21 \text{ cm}$$

On adopte des espacements suivant :

En zone nodale $S_t = 10 \text{ cm}$

En zone courante $S_t = 15 \text{ cm}$

Commentaire :

A la zone nodale, très sensible aux séismes ou annexe des armatures en U superposées (avec alternances d'orientation) a fin de la consolider et ainsi, la rendre moins vulnérable.

Vérification de la quantité d'armature (RPA99/ART 7.4.2.2) :

$$\lambda_g = \frac{0.7l_0}{b} = \frac{0.7 \times 3.73}{0.45} = 5.8 > 5 \Rightarrow A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2$$

(Tel que b est le plus petit côté des poteaux, parallèle au plan de flambement)

Calcul des armatures transversales selon RPA99 modifié 2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_c} \Rightarrow A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_t \times f_c} = \frac{10 \times 2.5 \times 142.84 \times 10}{45 \times 400} = 1.98 \text{ cm}^2$$

Pour tout les étages les armatures longitudinal des poteaux seront encadrées deux cadres en $\phi 8$ soit ($A_t=2.01$)

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} 1.98 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Longueur de recouvrement :

$$L_R = 40\phi = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

Vérification au cisaillement :

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_b = \rho_d f_{c28} \quad (\text{RPA 99 modifié 2003 art 7.4.3.2})$$

$$\tau_b = \frac{142.84 \times 1000}{45 \times 40.5 \times 100} = 0.78 \leq \bar{\tau}_b = 0.075 \times 25 = 1.875 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Tableaux récapitulatifs pour les autres étages :

Niveaux	v_u	λ_g	ρ_a	b	h	ρ_d	A_t	A_t_{min}	A_tadop	S_t	τ_b	$\bar{\tau}_b$	obser
E/SOL+RDC	142.84	5.8	2.5	45	45	0.075	1.35	1.98	2.01		0.78	1.875	vérifie
1, 2 et 3	36.04	5.95	2.5	40	40	0.075	0.56	1.98	2.01	10	0.25	1.875	vérifie
4, 5 et 6	21.54	5.94	2.5	35	35	0.075	0.38	1.98	2.01		0.19	1.875	vérifie
7, 8 et 9	20.67	6.93	2.5	30	30	0.075	0.43	1.98	2.01		0.26	1.875	vérifie

Tableaux récapitulatifs pour les poteaux (30×30) :

Niveaux	v_u	λ_g	ρ_a	b	h	ρ_d	A_t	$\frac{A_t}{\text{min}}$	A_{tadop}	S_t	τ_b	$\bar{\tau}_b$	obser
E/SOL+RDC	45.2	8.7	2.5	30	30	0.075	0.94	0.9	2.01	10	0.55	1.875	vérifie
1, 2 et 3	9.35	7.9	2.5	30	30	0.075	0.19	0.9	2.01		0.12	1.875	
4, 5 et 6	10.34	6.93	2.5	30	30	0.075	0.22	0.9	2.01		0.13	1.875	vérifie
7, 8 et 9	20.67	6.93	2.5	30	30	0.075	0.43	0.9	2.01		0.26	1.875	vérifie

V-a-4 Vérifications à l'ELS :

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa} \quad (\text{BAEL 99 A.4.5.2})$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée.}$$

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

➤ Vérification d'une section entièrement comprimée :

-on calcul l'air de la section homogène totale : $S = b \cdot h + 15(A_s + A'_s)$

-on détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \cdot \frac{A'_s \times (0.5 \times h - d') - A_s (d - 0.5 \times h)}{b \times h + 15(A_s + A'_s)}$$

-on calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times X_G^2 + 15[A'_s (0.5 \times h - d' - X_G)^2 + A_s (d - 0.5 \times h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton valent :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s \cdot (e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \Rightarrow \text{Sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s \cdot (e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \Rightarrow \text{Sur la fibre inférieure}$$

Finalement on vérifie : $\max(\sigma_{\text{sup}}, \sigma_{\text{inf}}) \leq \bar{\sigma}_{\text{bc}}$

Remarque : si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

Vérification d'une section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + L_c$$

Avec :

y_1 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_2 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

L_c : la distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante : $y_2^3 + py_2 + q = 0$

Avec :

$$L_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3L_c^2 - \frac{90A'_s}{b}(L_c - c') + \frac{90A_s}{b}(d - L_c)$$

$$q = -2L_c^3 - \frac{90A'_s}{b}(L_c - c')^2 + \frac{90A_s}{b}(d - L_c)^2$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

$$\text{On calcul } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}.$$

Si $\Delta \geq 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer

$$t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q), \quad u = t^{\frac{1}{3}} \Rightarrow y_2 = u - \frac{p}{3 \times u}.$$

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ on calcul alors : $\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}}$ puis $a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$

Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

$$1) y_2^1 = a \cos \varphi \left(\frac{\varphi}{3} \right).$$

$$2) y_2^2 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right).$$

$$3) y_2^3 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right)$$

- On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + Lc < h$

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15 \left[A_s (d - y_1)^2 + A_s' (y_1 - c')^2 \right]$$

$$\text{Finalement : } \sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \times y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Les résultats sont dans les tableaux suivants :

V-1-4-4 Vérification des contraintes pour les poteaux dans le sens longitudinal (à l'ELS) :

Niveaux	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Section ($b \times h$) (cm) ²	Obs.	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Observation	σ_{S1}	σ_{S2}	$\bar{\sigma}_S$	Observation
E/SOL+ RDC	$N_{max} = -161.99$	$M_{cor} = -5.118$	45 × 45	SEC	0.95	15	16.2	24.12	vérifiée	13.8	7.14	348	vérifiée
	$N_{min} = -1324.01$	$M_{cor} = -3.474$		SEC	5.88	15				87.9	83.4	348	
	$N_{cor} = -794.64$	$M = 46.647$		SEC	5.71	15				20.9	81.9	348	
1,2 et 3	$N_{max} = -30.75$	$M_{cor} = -7.779$	40 × 40	SPC	0.7	15	12.8	20.36	vérifiée	9.29	8.81	348	vérifiée
	$N_{min} = -996.6$	$M_{cor} = -5.506$		SEC	5.36	15				79.7	71	348	
	$N_{cor} = -83.99$	$M = 37.581$		SEC	3.18	15				58.5	40.6	348	
4,5 et 6	$N_{max} = -171.08$	$M_{cor} = 2.396$	35 × 35	SEC	1.35	15	9.8	14.2	vérifiée	14.1	19.7	348	vérifiée
	$N_{min} = -632.74$	$M_{cor} = -0.512$		SEC	4.12	15				63.1	61.9	348	
	$N_{cor} = -244.02$	$M = 22.168$		SEC	3.66	15				3.04	50.5	348	
7,8 et 9	$N_{max} = -0.52$	$M_{cor} = 7.158$	30 × 30	SEC	2.2	15	7.2	12.32	vérifiée	40	14.7	348	vérifiée
	$N_{min} = -271.87$	$M_{cor} = 8.574$		SEC	3.33	15				19.6	44.6	348	
	$N_{cor} = -57.06$	$M = 20.631$		SEC	3.97	15				81.8	51.5	348	

V-1-4-4 Vérification des contraintes pour les poteaux dans le sens transversal (à l'ELS) :

Niveaux	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Section ($b \times h$) (cm) ²	Obs.	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	A_{min} (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)	Observation	σ_{S1}	σ_{S2}	$\bar{\sigma}_S$	Observation
E/SOL+ RDC	$N_{max} = -161.99$	$M_{cor} = 2.105$	45 × 45	SEC	0.72	15	16.2	24.12	vérifiée	10.2	8.2	348	vérifiée
	$N_{min} = -1324.01$	$M_{cor} = 0.183$		SEC	5.03	15				75.3	75.4	348	
	$N_{cor} = -964.91$	$M = 5.495$		SEC	3.89	15				52.2	57.7	348	
1, 2 et 3	$N_{max} = -30.75$	$M_{cor} = 5.028$	40 × 40	SPC	0.44	15	12.8	20.36	vérifiée	6.06	2.32	348	vérifiée
	$N_{min} = -996.6$	$M_{cor} = -0.895$		SEC	4.83	15				72.3	71	348	
	$N_{cor} = -58.48$	$M = 11.658$		SEC	0.44	15				2.42	6.06	348	
4,5 et 6	$N_{max} = -171.08$	$M_{cor} = -9.326$	35 × 35	SEC	1.99	15	9.8	14.2	vérifiée	5.92	27.9	348	vérifiée
	$N_{min} = -632.74$	$M_{cor} = -1.791$		SEC	4.33	15				64.6	60.4	348	
	$N_{cor} = -332.01$	$M = 15.082$		SEC	3.57	15				15	50.5	348	
7,8 et 9	$N_{max} = -0.52$	$M_{cor} = 8.062$	30 × 30	SPC	1.52	15	7.2	12.32	vérifiée	45.1	16.6	348	vérifiée
	$N_{min} = -271.87$	$M_{cor} = -2.452$		SPC	2.8	15				41.1	32	348	
	$N_{cor} = -90.58$	$M = 15.088$		SPC	3.43	15				34.8	43.6	348	

V-1-4-4 Vérification des contraintes pour les poteaux dans le sens longitudinal (à l'ELS) poteaux (30×30) :

Niveaux	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Section ($b \times h$) (cm) ²	Obs.	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	A_{min} (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)	Observation	σ_{S1}	σ_{S2}	$\bar{\sigma}_S$	Observation
E/SOL+ RDC	$N_{max} = -114.63$	$M_{cor} = -0.054$	30 × 30	SEC	1.04	15	7.2	16.08	vérifiée	15.3	15.5	348	vérifiée
	$N_{min} = -319.17$	$M_{cor} = 2.209$		SEC	3.19	15				38.8	47	348	
	$N_{cor} = -279.1$	$M = 16.627$		SEC	4.96	15				6.72	68.3	348	
1,2 et 3	$N_{max} = -76.52$	$M_{cor} = -0.029$	30 × 30	SEC	0.69	15	7.2	12.32	vérifiée	10.3	10.2	348	vérifiée
	$N_{min} = -254.41$	$M_{cor} = 7.593$		SEC	3.4	15				20.1	48.3	348	
	$N_{cor} = -195.66$	$M = 9.835$		SEC	3.21	15				8.09	44.5	348	
4,5 et 6	$N_{max} = -37.24$	$M_{cor} = 0.061$	30 × 30	SEC	0.34	15	7.2	9.04	vérifiée	4.89	5.12	348	vérifiée
	$N_{min} = -168.87$	$M_{cor} = 5.71$		SEC	2.36	15				12.1	33.3	348	
	$N_{cor} = -110.4$	$M = 10.646$		SEC	2.65	15				8.2	35.4	348	
7,8 et 9	$N_{max} = -1.51$	$M_{cor} = -0.12$	30 × 30	SPC	0.03	15	7.2	9.04	vérifiée	0.43	0.03	348	vérifiée
	$N_{min} = -81.15$	$M_{cor} = 10.975$		SPC	2.57	15				19	33.3	348	
	$N_{cor} = -8.32$	$M = 17.213$		SPC	3.31	15				91.8	36.8	348	

V-1-4-4 Vérification des contraintes pour les poteaux dans le sens transversal (à l'ELS) poteaux (30×30) :

Niveaux	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Section (bxh) cm ²	obs.	σ_{b1} (MPa)	σ_b (MPa)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Observation	σ_{S1} MPa	σ_{S2} MPa	$\overline{\sigma}_S$ MPa	Observation
E/SOL+R DC	N _{max} = -114.63	M _{cor} = 1.038	30×30	SEC	1.18	15	7.2	16.08	vérifiée	13.5	17.3	348	vérifiée
	N _{min} = -319.17	M _{cor} = 2.209		SEC	3.19	15				38.8	47	348	
	N _{cor} = -279.1	M= -0.371		SEC	2.56	15				36.8	38.2	348	
1,2 et 3	N _{max} = -76.52	M _{cor} = 1.837	30×30	SEC	0.88	15	7.2	12.32	vérifiée	5.57	12.7	348	vérifiée
	N _{min} = -254.41	M _{cor} = 0.156		SEC	2.3	15				33.9	34.5	348	
	N _{cor} = -129.67	M= 7.378		SEC	2.25	15				3.77	31.1	348	
4,5 et 6	N _{max} = -37.24	M _{cor} = -1.701	30×30	SEC	0.59	15	7.2	9.04	vérifiée	1.86	8.16	348	vérifiée
	N _{min} = -168.87	M _{cor} = 0.21		SEC	1.54	15				22.3	23.1	348	
	N _{cor} = -64.4	M= 10.805		SPC	2.25	15				25.1	31.1	348	
7,8 et 9	N _{max} = -1.51	M _{cor} = 10.288	30×30	SEC	1.94	15	7.2	9.04	vérifiée	56.7	21.2	348	vérifiée
	N _{min} = -271.87	M _{cor} = -2.452		SPC	6.22	15				83.5	14.5	348	
	N _{cor} = -30.53	M= 12.968		SPC	2.68	15				54.5	31.6	348	

V-1 Introduction :

Les poutres sont ferraiées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- a- $1.35G + 1.5Q$: à L'ELU.
- b- $G + Q$: à L'ELS.
- c- $G + Q \pm E$: RPA99 révisé 2003.
- d- $0,8G \pm E$: RPA99 révisé 2003.

V-2 Recommandations du RPA99 :**V-2-1 Armatures longitudinales :**

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0,5% en toute section :

-Poutre principales : $A_{\min} = 0,005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$.

-Poutre secondaire : $A_{\min} = 0,005 \times 35 \times 30 = 5,25 \text{ cm}^2$.

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

-4% en zone courante.

-6% en zone de recouvrement.

➤ Poutres principales : $A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2$ (en zone courante).

$$A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$

➤ Poutres secondaires : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$. (en zone courante).

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

V-2-2 Armatures transversales :

La quantité minimale des armatures transversales est de :

$$A_t = 0,003 \times S_t b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi \right) \text{ en zone nodale.}$$

$S_t \leq \frac{h}{2}$ en zone de recouvrement.

Avec :

Φ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V-2-3 Etapes de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit :

A_s : section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

A_s' : section supérieure la plus comprimée.

Un moment de flexion M_u supporté par la section.

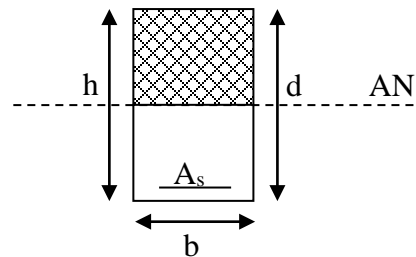
On calcule le moment réduit : $\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$

$$f_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}, \quad \gamma_b = 1,5 \rightarrow f_{bc} = 14,2 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \quad \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{MPa.}$$

Si $\mu_b \leq \mu_\ell = 0,392$ la section est simplement armée c à d la section ne comprendra que les aciers tendus alors :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$



Si $\mu_b \geq \mu_\ell = 0,392$ la section est doublement armée c à d la section comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés

On calcul :

$$M_r = \mu_r b d^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

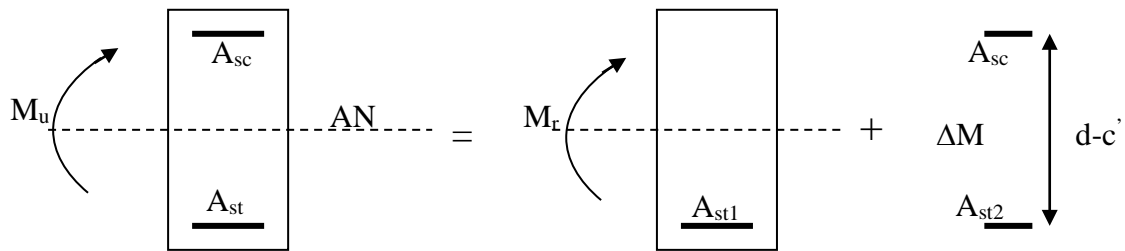
Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

Armatures tendues : $A_s = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$

Armatures comprimées : $A_s' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$



Remarque : une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c à d $\Delta M < 0,4M_u$ (Art BAEL B66).

V-2-4 Vérification à l'ELS :

Les états limites de service sont définis en tenant compte des amplifications de la durabilité de la construction.

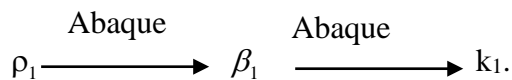
Etat limite de résistance de béton :

Il faut vérifier la contrainte dans le béton $\sigma_{bc} = k \times \sigma_s \leq 0,6 f_{c28} = \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$.

Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$

(A : armatures adoptées à l'ELU)

On calcule: $\rho_1 = \frac{100 A_{adopt}}{b_0 d}$.



Etat limite d'ouverture des fissures :

Les fissurations étant peu nuisibles, alors aucune vérification n'est nécessaire.

V-2-5 Vérification du BAEL 91 :

Les vérifications à effectuées sont les suivantes :

V-2-5-1 Condition de non fragilité (BAEL 91 Art A64) :

$$A_{\min} = \frac{A_s}{bd} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

V-2-5-2 Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}, \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi f_{c28}$$

Avec :

τ_{se} : Contrainte d'adhérence calculée.

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte d'adhérence admissible.

V_u^{\max} : Effort tranchant max.

d : hauteur utile.

Ψ : Coefficient qui dépend de la nature de l'acier utilisé.

μ_i : Périmètre des aciers.

V-2-5-3 Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL 91 Art 521) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}, 5MPa\right) = 3,33MPa. \text{ (Fissuration peu nuisible).}$$

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

V-2-5-4 Influence de l'effort tranchant aux appuis (BAEL 91 Art 521) :

Influence sur le béton :

$$V_u \leq 0,267 \times 0,9d \times b \times f_{c28}$$

Influence sur les armatures :

$$\frac{A_s f_e}{\gamma_s} \geq \left[V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right]$$

V-2-6 Etat limite de déformation :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les inégalités suivantes sont vérifiées.

- 1) $\frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16}$. avec L : portée de la travée entre nu d'appuis.
- 2) $\frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$. M_t : moment fléchissant maximal en travée.
- 3) $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$. M_0 : moment isostatique.

A : section d'armatures tendues.

V-2-7 Ferrailage des poutres principales à l'ELU :**V-2-7-1 Ferrailage des poutres principales en travée :**

Niveaux	Mmax [KNm]	μ	observation	M_R	β	As calculée	A min	ferrailage	A adoptée [cm ²]
9	58.611	0.101	SSA	/	0.946	4.812	6	3T16+3T14	10.65
8	78.855	0.135	SSA	/	0.927	6.606	6	3T16+3T14	10.65
7	78.002	0.134	SSA	/	0.928	6.528	6	3T16+3T14	10.65
6	79.131	0.136	SSA	/	0.927	6.630	6	3T16+3T14	10.65
5	78.848	0.135	SSA	/	0.927	6.606	6	3T16+3T14	10.65
4	76.756	0.132	SSA	/	0.929	6.416	6	3T16+3T14	10.65
3	85.702	0.147	SSA	/	0.919	7.243	6	3T16+3T14	10.65
2	84.381	0.145	SSA	/	0.921	7.112	6	3T16+3T14	10.65
1	68.012	0.117	SSA	/	0.937	5.637	6	3T16+3T14	10.65
RDC	51.632	0.089	SSA	/	0.953	4.208	6	3T16+3T14	10.65
E/SOL	52.642	0.090	SSA	/	0.953	4.292	6	3T16+3T14	10.65

Niveaux	Mmax [KNm]	μ	observation	M_R	β	As calculé	A min	ferrailage	A adoptée [cm ²]
9	91.453	0.157	SSA	/	0.914	7.771	6	3T16+3T14	10.65
8	116.807	0.200	SSA	/	0.887	10.227	6	3T16+3T14	10.65
7	109.281	0.187	SSA	/	0.895	9.483	6	3T16+3T14	10.65
6	109.248	0.187	SSA	/	0.895	9.480	6	3T16+3T14	10.65
5	108.392	0.186	SSA	/	0.896	9.395	6	3T16+3T14	10.65
4	104.266	0.179	SSA	/	0.9	8.997	6	3T16+3T14	10.65
3	99.634	0.171	SSA	/	0.905	8.550	6	3T16+3T14	10.65
2	100.326	0.172	SSA	/	0.905	8.610	6	3T16+3T14	10.65
1	89.228	0.153	SSA	/	0.916	7.565	6	3T16+3T14	10.65
RDC	78.372	0.134	SSA	/	0.928	6.559	6	3T16+3T14	10.65
E/SOL	80.816	0.139	SSA	/	0.924	6.793	6	3T16+3T14	10.65

V-2-7-2 Ferrailage des poutres principales aux appuis :**V-2-8 Ferrailage des poutres secondaires à l'ELU :****V-2-8-1 Ferrailage des poutres secondaires en travée :**

NIV	M max	μ	observation	M_R	β	As calculée	A min	ferrailage	A adoptée[cm ²]
9	44.344	0.102	SSA	/	0.946	4.209	5.25	3T16	6.03
8	49.309	0.113	SSA	/	0.939	4.716	5.25	3T16	6.03
7	47.259	0.108	SSA	/	0.943	4.500	5.25	3T16	6.03
6	45.324	0.104	SSA	/	0.945	4.307	5.25	3T16	6.03
5	43.534	0.100	SSA	/	0.947	4.128	5.25	3T16	6.03
4	38.468	0.088	SSA	/	0.954	3.621	5.25	3T16	6.03
3	33.022	0.076	SSA	/	0.96	3.089	5.25	3T16	6.03
2	28.668	0.066	SSA	/	0.966	2.665	5.25	3T16	6.03
1	22.093	0.051	SSA	/	0.973	2.039	5.25	3T16	6.03
RDC	14.443	0.033	SSA	/	0.983	1.319	5.25	3T16	6.03
E/SOL	7.476	0.017	SSA	/	0.991	0.677	5.25	3T16	6.03

V-2-8-1-2 Ferrailage des poutres secondaires aux appuis :

NIV	M max	μ	observation	M_R	β	As calculée	A min	ferrailage	A adoptée [cm ²]
9	56.333	0.129	SSA	/	0.93	5.439	5.25	3T16+3T12	9.42
8	58.893	0.135	SSA	/	0.927	5.705	5.25	3T16+3T12	9.42
7	56.894	0.130	SSA	/	0.93	5.494	5.25	3T16+3T12	9.42
6	54.294	0.124	SSA	/	0.934	5.220	5.25	3T16+3T12	9.42
5	51.292	0.118	SSA	/	0.937	4.916	5.25	3T16+3T12	9.42
4	46.017	0.105	SSA	/	0.944	4.377	5.25	3T16+3T12	9.42
3	39.968	0.092	SSA	/	0.952	3.770	5.25	3T16+3T12	9.42
2	34.673	0.079	SSA	/	0.958	3.250	5.25	3T16+3T12	9.42
1	27.635	0.063	SSA	/	0.967	2.566	5.25	3T16+3T12	9.42
RDC	19.432	0.045	SSA	/	0.976	1.788	5.25	3T16+3T12	9.42
E/SOL	11.776	0.027	SSA	/	0.986	1.072	5.25	3T16+3T12	9.42

V-2-8-2 Ferrailage des poutres secondaires (exemple de calcul) :

Aux appuis : $M_{\text{appuis}} = 58.893 \text{ KN.m}$

$$A_{\text{appuis}} = 5.705 \text{ cm}^2 ; A_{\text{adopté}} = 9,42 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \mathbf{3HA16+3HA12}$$

En travée : $M_{\text{travée}} = 49.309 \text{ KN.m}$

$$A_{\text{travée}} = 4.716 \text{ cm}^2 ; A_{\text{adopté}} = 6,03 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \mathbf{3HA16}$$

V-2-9 Vérification du BAEL 99 :**V-2-9-1 Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{\text{min}} .$$

$$A_{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2 .$$

D'où $A_{s\text{minadop}} = 6.03 \text{ cm}^2 \geq A_{\text{min}} \Rightarrow$ condition vérifiée dans les deux sens.

V-2-9-2 Vérification de l'adhérence : (BAEL99 Article A.6.1,2)

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

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\text{max}}}{0,9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres.

Sens principal :

$$\sum U_i = \eta \pi \Phi = 3,14 \times (3 \times 1,6 + 3 \times 1,4) = 28.26 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{123.37 \times 10}{0,9 \times 37 \times 32,656} = 1,13 \text{ MPa} .$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} > 1,13 \text{ MPa} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

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

Sens secondaire :

$$\sum U_i = \eta \pi \Phi = 3.14 \times (3 \times 1,6 + 3 \times 1,2) = 26,376 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{77.55 \times 10}{0,9 \times 32 \times 26,376} = 1,02 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} > 1,02 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}),$$

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

V-2-9-3 Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

La fissuration est peu nuisible donc $\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$.

Sens principale :

$$. V_u = T_{\max} = 123.37 \text{ KN.}$$

Alors :

$$\tau_u = \frac{123.37 \times 10}{30 \times 37} = 1,11 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

Sens secondaire :

$$V_u = T_{\max} = 77.55 \text{ KN.}$$

Alors :

$$\tau_u = \frac{77.55 \times 10}{30 \times 32} = 0,807 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V-2-9-4 Influence de l'effort tranchant aux appuis :

Influence sur le béton :

$$\text{Il faut vérifier que } V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times d \times b \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Sens principal :

$$V_u \leq 0,267 \times 0,9 \times 37 \times 30 \times 25 \times 10^{-1} = 666,83 \text{ KN.}$$

$$V_u = 123.37 \leq 666,83 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Sens secondaire :

$$V_u \leq 0,267 \times 0,9 \times 32 \times 30 \times 25 \times 10^{-1} = 576,72 \text{ KN.}$$

$$V_u = 77,55 \leq 576,72 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Influence sur les armatures :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_c} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right).$$

Avec M_u : est pris avec son signe.

$$\text{Si } \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) < 0 \Rightarrow \text{la vérification n'est pas nécessaire.}$$

$$\text{Pour les poutres principales : } V_u + \frac{M_u}{0,9d} = 123,37 - \frac{80,816}{0,9 \times 0,37} = -119,32 < 0$$

$$\text{Pour les poutres secondaires : } T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 77,55 - \frac{34,712}{0,9 \times 0,32} = -42,98 < 0$$

Donc aucune vérification n'est nécessaire.

V-2-9-5 Etat limite de fissuration (la flèche) :

La vérification de la flèche est nécessaire dans les deux sens.

Calcul de la flèche :

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens.

$$\text{Sens principal : la flèche est : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4600}{500} = 9,2 \text{ mm}$$

$$\text{Sens secondaire : la flèche est : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4150}{500} = 8,3 \text{ mm}$$

$$\text{La valeur de la flèche est : } f = \frac{M_s L^2}{10E_v I_{fv}} \leq \bar{f}$$

Avec : E_v = module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ Mpa}$$

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

I_0 = moment d'inertie total de la section homogénéisée ($n=15$) par rapport au CDG de la section.

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \times \left[As \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 + As' \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right] = \frac{bh^3}{12} + 15 \times \left[As \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

Calcul des coefficients :

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{5\rho} = \frac{0,0084}{\rho}$$

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

ρ = le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (% d'armature)

$$\rho = \frac{A}{b_0 d}$$

La contrainte dans les aciers tendus :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

Etat limite de résistance du béton en compression :

Il faut vérifier la compression dans le béton $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = K \cdot \sigma_s \Rightarrow \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\Rightarrow \rho_1 = \frac{100 \cdot A_{adp}}{b \cdot d} \Rightarrow \beta_1 \text{ et } K$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivant :

V-2-10 Vérification de la flèche dans le sens principal :

NIV	Ms (KN m)	L (mm)	Ev (MPa)	h (cm)	A (cm ²)	ρ	λv	σ_s (Mpa)	μ	I_0 (cm ⁴)	lfv (cm ⁴)	f (mm)	$\frac{f}{[mm]}$	Obs
9	27.76	4600	10818.866	40	10.65	0.0096	0.87549296	71.739	0.2428	214674.4	194748.746	2.79	9.2	vérifiée
8	33.106	4600	10818.866	40	10.65	0.0096	0.87549296	85.555	0.3174	214674.4	184797.694	3.50	9.2	vérifiée
7	31.969	4600	10818.866	40	10.65	0.0096	0.87549296	82.616	0.3027	214674.4	186665.598	3.35	9.2	vérifiée
6	31.629	4600	10818.866	40	10.65	0.0096	0.87549296	81.738	0.2983	214674.4	187247.398	3.30	9.2	vérifiée
5	31.25	4600	10818.866	40	10.65	0.0096	0.87549296	80.758	0.2932	214674.4	187909.208	3.25	9.2	vérifiée
4	31.133	4600	10818.866	40	10.65	0.0096	0.87549296	80.456	0.2916	214674.4	188116.408	3.24	9.2	vérifiée
3	30.489	4600	10818.866	40	10.65	0.0096	0.87549296	78.792	0.2828	214674.4	189282.149	3.15	9.2	vérifiée
2	33.81	4600	10818.866	40	10.65	0.0096	0.87549296	87.374	0.3261	214674.4	183697.636	3.60	9.2	vérifiée
1	33.57	4600	10818.866	40	10.65	0.0096	0.87549296	86.754	0.3231	214674.4	184068.009	3.57	9.2	vérifiée
RDC	33.549	4600	10818.866	40	10.65	0.0096	0.87549296	86.700	0.3229	214674.4	184100.643	3.56	9.2	vérifiée
E/SOL	37.381	4600	10818.866	40	10.65	0.0096	0.87549296	96.602	0.3672	214674.4	178695.836	4.09	9.2	vérifiée

V-2-11 Vérification de la flèche dans le sens secondaire :

NIV	Ms (KN m)	L (mm)	Ev (Mpa)	h (cm)	A (cm ²)	ρ	λv	σ_s (Mpa)	μ	I_0 (cm ⁴)	lfv (cm ⁴)	f (mm)	Obs
9	32.179	4150	10818.866	35	6.03	0.0063	1.33731343	174.258	0.4327161	130342.7	90820.9601	5.6403	vérifiée
8	35.771	4450	10818.866	35	6.03	0.0063	1.33731343	193.710	0.4725104	130342.7	87859.2169	7.4522	vérifiée
7	34.279	4450	10818.866	35	6.03	0.0063	1.33731343	185.630	0.4566794	130342.7	89014.0201	7.0487	vérifiée
6	32.871	4450	10818.866	35	6.03	0.0063	1.33731343	178.006	0.4408428	130342.7	90200.0103	6.6703	vérifiée
5	31.564	4450	10818.866	35	6.03	0.0063	1.33731343	170.928	0.4252929	130342.7	91395.6812	6.3213	vérifiée
4	27.9	4450	10818.866	35	6.03	0.0063	1.33731343	151.086	0.3767005	130342.7	95345.2227	5.3560	vérifiée
3	23.914	4450	10818.866	35	6.03	0.0063	1.33731343	129.501	0.3135603	130342.7	101017.47	4.3331	vérifiée
2	20.74	4450	10818.866	35	6.03	0.0063	1.33731343	112.313	0.2533312	130342.7	107094.988	3.5447	vérifiée
1	15.958	4450	10818.866	35	6.03	0.0063	1.33731343	86.417	0.1395916	130342.7	120822.167	2.4175	vérifiée
RDC	10.409	4450	10818.866	35	6.03	0.0063	1.33731343	56.368	0	130342.7	143376.97	1.3288	vérifiée
E/SOL	5.657	4450	10818.866	35	6.03	0.0063	1.33731343	30.634	0	130342.7	143376.97	0.7222	vérifiée

V-12 Vérification du ferrailage des poutres principales en travée à l'ELS :

NIVEAUX	M _{smax}	A adopté	ρ_1	β_1	α_1	K	σ_s [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	σ_{bc}^{bar} [Mpa]	observation
9	37.381	9.42	0.748	0.875	0.375	0.040	107.980	4.319	15	vérifiée
8	33.549	9.42	0.748	0.875	0.375	0.040	96.911	3.876	15	vérifiée
7	33.57	9.42	0.748	0.875	0.375	0.040	96.971	3.879	15	vérifiée
6	33.81	9.42	0.748	0.875	0.375	0.040	97.665	3.907	15	vérifiée
5	30.489	9.42	0.748	0.875	0.375	0.040	88.071	3.523	15	vérifiée
4	31.133	9.42	0.748	0.875	0.375	0.040	89.932	3.597	15	vérifiée
3	31.25	9.42	0.748	0.875	0.375	0.040	90.270	3.611	15	vérifiée
2	31.629	9.42	0.748	0.875	0.375	0.040	91.364	3.655	15	vérifiée
1	31.969	9.42	0.748	0.875	0.375	0.040	92.347	3.694	15	vérifiée
RDC	33.106	9.42	0.748	0.875	0.375	0.040	95.631	3.825	15	vérifiée
E/SOL	27.76	9.42	0.748	0.875	0.375	0.040	80.188	3.208	15	vérifiée

V-13 Vérification du ferrailage des poutres principale en appuis à l'ELS :

NIVEAUX	M _{smax}	A adopté	ρ_1	β_1	α_1	K	σ_s [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	σ_{bc}^{bar} [Mpa]	observation
9	26.604	14.04	1.265	0.848	0.456	0.056	60.392	3.375	15	vérifiée
8	72.069	14.04	1.265	0.848	0.456	0.056	163.600	9.142	15	vérifiée
7	72.404	14.04	1.265	0.848	0.456	0.056	164.361	9.185	15	vérifiée
6	69.661	14.04	1.265	0.848	0.456	0.056	158.134	8.837	15	vérifiée
5	67.383	14.04	1.265	0.848	0.456	0.056	152.963	8.548	15	vérifiée
4	64.159	14.04	1.265	0.848	0.456	0.056	145.644	8.139	15	vérifiée
3	59.673	14.04	1.265	0.848	0.456	0.056	135.461	7.570	15	vérifiée
2	61.428	14.04	1.265	0.848	0.456	0.056	139.445	7.792	15	vérifiée
1	57.504	14.04	1.265	0.848	0.456	0.056	130.537	7.295	15	vérifiée
RDC	52.522	14.04	1.265	0.848	0.456	0.056	119.228	6.663	15	vérifiée
E/SOL	57.452	14.04	1.265	0.848	0.456	0.056	130.419	7.288	15	vérifiée

V-14 Vérification du ferrailage des poutres secondaires en appuis à l'ELS :

NIVEAUX	M _{smax}	A adopté	ρ_1	β_1	α_1	K	σ_s [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	σ_{bc}^{bar} [Mpa]	observation
9	40.93	9.42	0.981	0.861	0.417	0.016	157.702	2.556	15	vérifiée
8	42.781	9.42	0.981	0.861	0.417	0.016	164.834	2.672	15	vérifiée
7	41.326	9.42	0.981	0.861	0.417	0.016	159.228	2.581	15	vérifiée
6	39.434	9.42	0.981	0.861	0.417	0.016	151.938	2.463	15	vérifiée
5	37.253	9.42	0.981	0.861	0.417	0.016	143.535	2.326	15	vérifiée
4	33.426	9.42	0.981	0.861	0.417	0.016	128.789	2.087	15	vérifiée
3	29.009	9.42	0.981	0.861	0.417	0.016	111.771	1.812	15	vérifiée
2	25.0147	9.42	0.981	0.861	0.417	0.016	96.381	1.562	15	vérifiée
1	20.029	9.42	0.981	0.861	0.417	0.016	77.171	1.251	15	vérifiée
RDC	14.076	9.42	0.981	0.861	0.417	0.016	54.234	0.879	15	vérifiée
E/SOL	8.538	9.42	0.981	0.861	0.417	0.016	32.897	0.533	15	vérifiée

V-15 Vérification du ferrailage des poutres secondaires en travée à l'ELS :

NIVEAUX	M _{smax}	A adopté	ρ_1	β_1	α_1	K	σ_s [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	σ_{bc}^{bar} [Mpa]	observation
9	32.179	6.03	0.628	0.883	0.351	0.036	188.862	6.810	15	vérifiée
8	35.771	6.03	0.628	0.883	0.351	0.036	209.944	7.570	15	vérifiée
7	34.279	6.03	0.628	0.883	0.351	0.036	201.187	7.254	15	vérifiée
6	32.871	6.03	0.628	0.883	0.351	0.036	192.923	6.956	15	vérifiée
5	31.564	6.03	0.628	0.883	0.351	0.036	185.252	6.679	15	vérifiée
4	27.9	6.03	0.628	0.883	0.351	0.036	163.748	5.904	15	vérifiée
3	23.914	6.03	0.628	0.883	0.351	0.036	140.354	5.061	15	vérifiée
2	20.74	6.03	0.628	0.883	0.351	0.036	121.725	4.389	15	vérifiée
1	15.958	6.03	0.628	0.883	0.351	0.036	93.659	3.377	15	vérifiée
RDC	10.409	6.03	0.628	0.883	0.351	0.036	61.092	2.203	15	vérifiée
E/SOL	5.657	6.03	0.628	0.883	0.351	0.036	33.202	1.197	15	vérifiée

V-2-16 vérification de RPA99 révisé 2003 :**V-2-16-1 espacements d'armatures :****Sens principal :**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,4 ; 30\right) = 10\text{ cm}.$$

Soit à prendre $S_t = 10\text{ cm}$ **Zone courante :**

$$S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm} \Rightarrow \text{soit } S_t' = 15\text{cm}.$$

Sens secondaire :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1,2 , 30\text{cm}\right) = 8,75\text{ cm}.$$

Soit à prendre $S_t = 8\text{ cm}$.**Zone courante :**

$$S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5\text{cm} \Rightarrow \text{soit } S_t' = 15\text{cm}.$$

V-2-16-2 Diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_L \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_{\text{lim}}, \frac{b}{10}\right)$$

Sens principal :

$$\Phi_t \leq \min(1,142 ; 1,4 ; 3)$$

Sens secondaire :

$$\Phi_t \leq \min(1 ; 1,2 ; 3)$$

On prend pour les deux cas un diamètre de **8mm**Soit un cadre et un étrier soit $A_t = 2\text{HA}8 = 2,01\text{cm}$ **V-2-16-3 armatures transversales minimales :**

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\text{min}} = 0,003 \times S_t \times b$$

Pour les deux sens (principal et secondaire) :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2.$$

$$A_t^{\text{adop}} \geq A_t^{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée Pour les deux sens.}$$

V-2-16-4 Disposition constructive :

Conformément au **CBA 93 annexe E3**, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

- La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale
- à $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- à $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

V-3 -1 Introduction :

Le calcul d'un voile ou trumeau est effectué en flexion composée, il convient que les armatures verticales nécessaires pour la vérification de la résistance sous la combinaison sismique la plus défavorable, soient concentrées dans les éléments de rives, aux 02 extrémités de la section transversale du voile.

Les résistances à la flexion sont calculées de façon classique, en utilisant la valeur de l'effort normal P_u et le moment fléchissant M_u , résultant de l'analyse dans la situation sismique de calcul. Elles visent à éviter les modes de ruine par cisaillement.

La détermination des efforts internes dans le voile (moments, efforts normal, efforts tranchants et contraintes), est effectué souvent à l'aide de logiciels informatiques, car l'apparition de ces logiciels modernes d'analyse a considérablement aidé l'étude du comportement global de la structure, mais aussi d'obtenir les efforts et les contraintes (dans les voiles) ou éléments résistant de la structure en tout point. ce qui facilite, de prévoir le ferraillage nécessaires à la résistance de ces éléments structuraux du projet, et ce après une bonne interprétation des résultats du modèle.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Après avoir fait le calcul du ferraillage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferraillage pour un certain nombre de niveaux, pour cela nous ferrailons nos voiles par zones :

- Zone I \Rightarrow Niveaux E/SOL et RDC.
- Zone II \Rightarrow Niveaux 1,2 et 3.
- Zone III \Rightarrow Niveaux 4,5 et 6.
- Zone III \Rightarrow Niveaux 7,8 et 9.

➤ **Combinaison d'action :**

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 99} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1,35 G + 1,5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA révisé 2003} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right.$$

V-3-2 Ferrailage des voiles :

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

V-3-2-1 Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

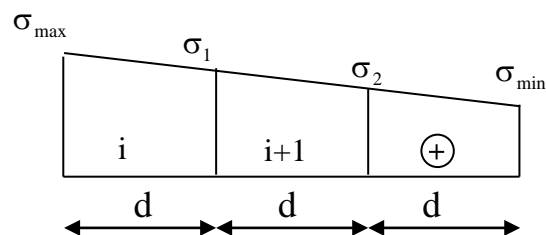
L_t : longueur tendue : $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

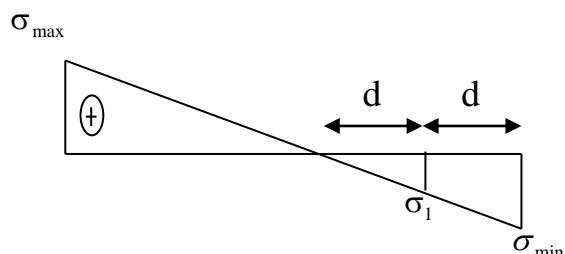


Avec :

e : épaisseur du voile.

Section partiellement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

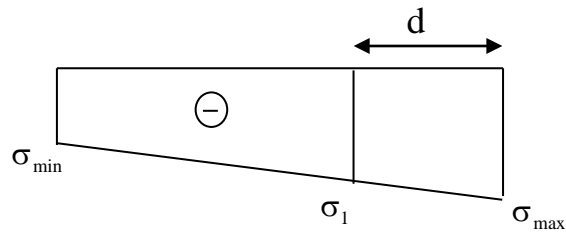


$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$\sigma_1 = \frac{-\sigma_{\min} \times (lt - d)}{lt}$$

Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$



V-3-2-2 Armatures verticales :

• **Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i + B \times f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile

$$\sigma_{s2} = 348 \text{ MPa}$$

• **Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s1}}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

• **Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

$$\sigma_{s2} = 348 \text{ MPa}$$

V-3-2-3 Armatures minimales :

➤ **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.

➤ **Traction simple :**

$$A_{\min} \geq \frac{B \times f_{c28}}{f_e}$$

Avec :

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.

V-3-2-4 Exigences de RPA 99 révisé 2003 :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné Comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15 %.
- En zone courantes 0,10 %.

V-3-2-5 Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de

10 Φ . D'après le BEAL 99 :
$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

D'après le RPA 2003 :
$$A_H \geq 0,15 \% \times B$$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

V-3-2-6 Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

V-3-2-7 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 : $T = 1,4 \times V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

V-3-2-8 Espacement :

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA révisé 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1,5 \times e, \text{ et aussi } S_t \leq 30\text{cm}$$

$$S_t \leq \min \{37,5\text{cm}, 30\text{cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30\text{cm}$$

Avec :

e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

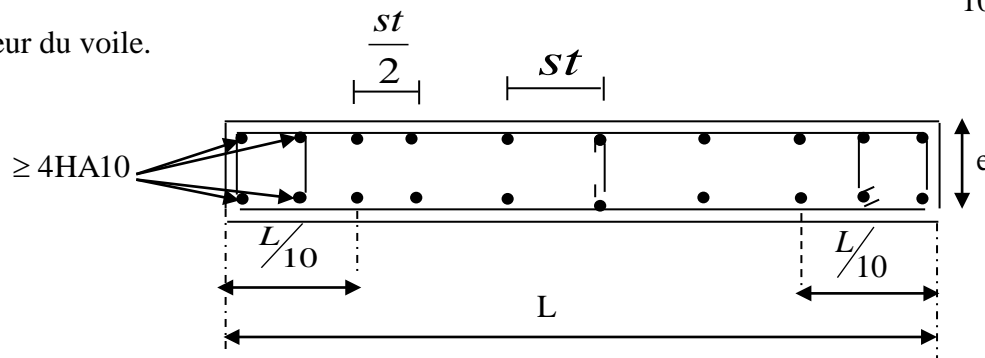
V-3-2-9 Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V-3-2-10 Diamètre maximal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.



Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V-3-3 Vérification :**V-3-3-1 Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

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

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

V-3-3-2 Vérification de la contrainte de cisaillement :

• D'après le RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

$$V = 1,4 \times V_{u,calcul}$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

D'après le BAEL 99 :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

V-3-4 Exemple de calcul (zone I) :

Soit à calculer le ferraillage du voile transversal (V11)

$$L = 4,3 \text{ m}, e = 20 \text{ cm}$$

$$I = 1,325 \text{ m}^4, \quad V = V' = L / 2 = 2,15 \text{ m}$$

$$B = 4.3 \times 0.2 = 0.86 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} = \frac{2981.010}{0.86} + \frac{5114.431 \times 2.15}{1.325} = 11764.45$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V}{I} = \frac{2981.01}{0.86} - \frac{5114.431 \times 2.15}{1.325} = -4831.87$$

$$\sigma_{\max} = 13412.08 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -5848.28 \text{ KN/m}^2$$

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{13412.08}{13412.08 + 5848.28} \times 4.3$$

$L_c = 3.05 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimé $\Rightarrow L_t = 1.25 \text{ m}$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d) :

Avec :

$$d \leq \min \left(\frac{L_t}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) = \left(\frac{1.25}{2} = 0.625, \frac{2}{3} \times 3.05 = 2.03 \right)$$

Soit un tronçon $d_1 = 0,625 \text{ m}$

1^{er} tronçon :

$$\sigma_1 = \frac{-\sigma_{\min} \times (l_t - d)}{l_t} = 2415.935 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \right) d \times e = 453.68 \text{ KN}$$

Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = \frac{453.68 \times 10}{400} = 11.34 \text{ cm}^2$$

2^{eme} tronçon :

$$N_2 = \left(\frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \right) d \times e = 151.226 \text{ KN}$$

Armatures verticales :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = \frac{151.226 \times 10}{400} = 4.27 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales :

$$A_{\min} = \max \left(0,15 \% B, \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \right)$$

telque $B = d \times e$

$$0,0015 \times 86 = 0,129, \frac{0,86 \times 10000 \times 2,1}{400} = 6,57$$

$$A_{\min} = \max (0,129 \text{ cm}^2 ; 6,57 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\min} = 6,57 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage adopté sur toute la longueur (d) du voile est $A_v = 21,56 \text{ cm}^2$ (7HA14)

Armatures horizontales :

D'après le RPA révisé 2003 :

$$A_H/\text{bande} \geq 0,15 \% \times B = 0,0015 \times l_t \times e = 0,0015 \times 1,25 \times 0,2 \times 10000 = 3,75 \text{ cm}^2$$

Soit : 17 HA12 = 13,26 cm² soit : 5HA12/ml avec : $S_t = 20 \text{ cm}$

Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

Armature de coutures :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} \text{ avec : } T = 1,4 \times V_u$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 746,07 \times 10}{400} \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 28,72 \text{ cm}^2$$

Vérification des contraintes de cisaillement :**BAEL 99 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{746,07}{0,2 \times 0,9 \times 4,3 \times 1000} = 0,964 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,964 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 746,07}{0,2 \times 0,9 \times 4,3 \times 1000} = 1,349 \text{ MPa}$$

$$\text{avec : } T = 1,4 \times V_u$$

$$\tau_b = 1,349 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification à l'ELS :

Il faut vérifier que : $\sigma_b \leq 0.6 \times f_{c28}$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A_s} = \frac{1581.46 \times 1000}{0.86 \times 1000000 + 15 \times 44.22 \times 100} = 1.7 \text{ MPa} \leq 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_b = 1.7 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée

V-3-5 ferrailages des voiles :

(Voiles transversaux : VT1 – VT11) :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4.3	4.3	4.3	4.3	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.86	0.86	0.86	0.86	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	11764.45	8290.82	4758.62	1735.32	
	σ_{min} [KN/m ²]	-4831.87	-3803.71	-2194.69	-807.25	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	746.07	853.07	602.34	310.42	
	L _t (m)	1.25	1.35	1.36	1.37	
	L _c (m)	3.05	2.95	2.94	2.93	
	d (m)	0.626	0.676	0.679	0.683	
	σ_1 [KN/m ²]	2415.935	1901.855	1097.345	403.625	
	N (kN)	N ₁	453.68	385.79	223.40	82.66
		N ₂	151.226	128.598	74.467	27.552
	A _v (cm ²)	A _{v1}	11.34	9.64	5.59	2.07
		A _{v2}	3.78	3.21	1.86	0.69
	A _{vj} (cm ²)		28.72	32.84	23.19	11.95
	A (cm ²)	A ₁ =A _{v1} +A _{vj} /4	18.52	17.86	11.38	5.05
		A ₂ =A _{v2} +A _{vj} /4	10.96	11.43	7.66	3.68
	A _{min} (cm ²)		6.57	7.10	7.13	7.17
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	21.56	18.08	18.08	12.48
Bande 2		12.32	11.3	11.3	7.8	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2*7HA14	2*8HA12	2*8HA12	2*8HA10
		Bande 2	2*4HA14	2*5HA12	2*5HA12	2*5HA10
	S _t (cm)	Bande1	10cm	10m	10cm	10 cm
		Bande 2	15cm	15cm	15cm	15cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		3.76	4.06	4.07	4.10
	A _H /Nappe (cm ²)		5.39	4.52	4.52	3.12
	Choix des barres/nappe (cm ²)		17HA10	13HA10	13HA10	13HA10
	ep =20cm		(A=13.26cm ²)	(A=10.14cm ²)	(A=10.14cm ²)	(A=10.14cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0.964	1.102	0.778	0.401
		τ_b (MPa)	1.349	1.543	1.090	0.561
	ELS	N _s (kN)	1581.46	1409.99	805.82	133.86
σ_b (MPa)		1.7E+00	1.6E+00	8.9E-01	1.5E-01	

(Voiles transversaux : VT2 – VT22) :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.85	2.85	2.85	2.85	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.57	0.57	0.57	0.57	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	12354.36	5251.21	4885	347.77	
	σ_{min} [KN/m ²]	-3444.43	-1825.32	-1633.04	-82.42	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	462.69	380.98	330.16	174.85	
	L _t (m)	0.62	0.74	0.71	0.55	
	L _c (m)	2.23	2.11	2.14	2.30	
	d (m)	0.311	0.368	0.357	0.273	
	σ_1 [KN/m ²]	1722.215	912.660	816.520	41.210	
	N (kN)	N ₁	160.52	100.64	87.45	3.38
		N ₂	53.505	33.546	29.152	1.125
	A _v (cm ²)	A _{v1}	4.01	2.52	2.19	0.08
		A _{v2}	1.34	0.84	0.73	0.03
	A _{vj} (cm ²)		17.81	14.67	12.71	6.73
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	8.47	6.18	5.36	1.77
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	5.79	4.51	3.91	1.71
	A _{min} (cm ²)		3.26	3.86	3.75	2.87
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	9.24	6.68	6.68	4.68
Bande 2		6.16	4.52	4.52	3.12	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2*3HA14	2*3HA12	2*3HA12	2*3HA10
		Bande 2	2*2HA14	2*2HA12	2*2HA12	2*2HA10
	S _t (cm)	Bande1	10cm	10m	10cm	10 cm
		Bande 2	15cm	15cm	15cm	15cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		1.86	2.21	2.14	1.64
	A _H /Nappe (cm ²)		2.31	1.67	1.67	1.17
	Choix des barres/nappe (cm ²)		17HA10	13HA10	13HA10	13HA10
ep =20cm		(A=13.26cm ²)	(A=10.14cm ²)	(A=10.14cm ²)	(A=10.14cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0.902	0.743	0.644	0.341
		τ_b (MPa)	1.263	1.040	0.901	0.477
	ELS	N _s (kN)	1443.18	1174.16	676.68	48.27
σ_b (MPa)		2.4E+00	2.0E+00	1.2E+00	8.3E-02	

(Voiles transversaux : VT3 – VT33) :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4	4	4	4	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.8	0.8	0.8	0.8	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	14599.73	8444.87	5095.55	2405.65	
	σ_{min} [KN/m ²]	-6292.01	-3045.07	-1271.98	-988.23	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	501.71	352.69	317.25	258.32	
	L _t (m)	1.20	1.06	0.80	1.16	
	L _c (m)	2.80	2.94	3.20	2.84	
	d (m)	0.602	0.530	0.400	0.582	
	σ_1 [KN/m ²]	3146.005	1522.535	635.990	494.115	
	N (kN)	N ₁	568.49	242.10	76.23	86.33
		N ₂	189.498	80.701	25.409	28.775
	A _v (cm ²)	A _{v1}	14.21	6.05	1.91	2.16
		A _{v2}	4.74	2.02	0.64	0.72
	A _{vj} (cm ²)		19.32	13.58	12.21	9.95
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	19.04	9.45	4.96	4.64
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	9.57	5.41	3.69	3.21
	A _{min} (cm ²)		6.32	5.57	4.19	6.11
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	21.56	13.56	11.3	10.92
		Bande 2	12.32	6.78	6.78	6.24
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2*7HA14	2*6HA12	2*5HA12	2*7HA10
		Bande 2	2*4HA14	2*3HA12	2*3HA12	2*4HA10
	S _t (cm)	Bande1	10cm	10m	10cm	10 cm
		Bande 2	15cm	15cm	15cm	15cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		3.61	3.18	2.40	3.49
	A _H /Nappe (cm ²)		5.39	3.39	2.83	2.73
	Choix des barres/nappe (cm ²)		17HA10	13HA10	13HA10	13HA10
ep =20cm		(A=13.26cm ²)	(A=10.14cm ²)	(A=10.14cm ²)	(A=10.14cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0.697	0.490	0.441	0.359
		τ_b (MPa)	0.976	0.686	0.617	0.502
	ELS	N _s (kN)	2420.62	1577.05	1116.71	674.18
σ_b (MPa)		2.8E+00	1.9E+00	1.4E+00	8.2E-01	

(Voiles transversaux : VT4 – VT44) :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.85	2.85	2.85	2.85		
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2		
	B (m)	0.57	0.57	0.57	0.57		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	11354.36	4851.21	4685	333.77		
	σ_{\min} [KN/m ²]	-3044.43	-1725.32	-1433.04	-78.42		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)		291.92	109.33	98.18	97.94	
	L _t (m)		0.60	0.75	0.67	0.54	
	L _c (m)		2.25	2.10	2.18	2.31	
	d (m)		0.301	0.374	0.334	0.271	
	σ_1 [KN/m ²]		1522.215	862.660	716.520	39.210	
	N (kN)	N ₁	137.59	96.75	71.75	3.19	
		N ₂	45.864	32.250	23.916	1.063	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	3.44	2.42	1.79	0.08	
		A _{v2}	1.15	0.81	0.60	0.03	
	A _{vj} (cm ²)		11.24	4.21	3.78	3.77	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	6.25	3.47	2.74	1.02	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	3.96	1.86	1.54	0.97	
	A _{min} (cm ²)		3.16	3.93	3.50	2.85	
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	9.24	6.68	6.68	4.68	
		Bande 2	6.16	4.52	4.52	3.12	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2*3HA14	2*3HA12	2*3HA12	2*3HA10
			Bande 2	2*2HA14	2*2HA12	2*2HA12	2*2HA10
S _t (cm)		Bande1	10cm	10m	10cm	10 cm	
		Bande 2	15cm	15cm	15cm	15cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		1.81	2.24	2.00	1.63		
A _H /Nappe (cm ²)		2.31	1.67	1.67	1.17		
Choix des barres/nappe (cm ²)		17HA10	13HA10	13HA10	13HA10		
ep =20cm		(A=13.26cm ²)	(A=10.14cm ²)	(A=10.14cm ²)	(A=10.14cm ²)		
Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²					
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	0.569	0.213	0.191	0.191	
		τ_b (MPa)	0.797	0.298	0.268	0.267	
	ELS	N _s (kN)	1413.31	907.44	465.92	326.82	
		σ_b (MPa)	2.4E+00	1.5E+00	7.9E-01	5.6E-01	

(Voiles Longitudinaux : VL1 – VL11) :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.85	2.85	2.85	2.85		
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2		
	B (m)	0.57	0.57	0.57	0.57		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	15882.26	10223.85	4264.38	3614.55		
	σ_{min} [KN/m ²]	-8083.8	-5868.06	-2025.64	-2043.39		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC		
	V _u (kN)	712.42	534.06	325.11	175.14		
	L _t (m)	0.96	1.04	0.92	1.03		
	L _c (m)	1.89	1.81	1.93	1.82		
	d (m)	0.481	0.520	0.459	0.515		
	σ_1 [KN/m ²]	4041.900	2934.030	1012.820	1021.695		
	N (kN)	N ₁	582.83	457.39	139.44	157.74	
		N ₂	194.276	152.464	46.479	52.581	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	14.57	11.43	3.49	3.94	
		A _{v2}	4.86	3.81	1.16	1.31	
	A _{vj} (cm ²)		27.43	20.56	12.52	6.74	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	21.43	16.58	6.62	5.63	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	11.71	8.95	4.29	3.00	
	A _{min} (cm ²)		5.05	5.46	4.82	5.40	
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	24.12	18.48	11.3	9.36	
		Bande 2	12.06	9.24	6.78	4.68	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2*6HA16	2*6HA14	2*5HA12	2*5HA10
			Bande 2	2*3HA16	2*3HA14	2*3HA12	2*3HA10
S _t (cm)		Bande1	10cm	10m	10cm	10 cm	
		Bande 2	15cm	15cm	15cm	15cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		2.88	3.12	2.75	3.09		
A _H /Nappe (cm ²)		6.03	4.62	2.83	2.34		
Choix des barres/nappe (cm ²)		17HA10	13HA10	13HA10	13HA10		
ep =20cm		(A=13.26cm ²)	(A=10.14cm ²)	(A=10.14cm ²)	(A=10.14cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²				
	contrainte	τ_u (MPa)	1.389	1.041	0.634	0.341	
		τ_b (MPa)	1.944	1.457	0.887	0.478	
	ELS	N _s (kN)	2061.11	1573.83	885.98	127.15	
σ_b (MPa)		3.3E+00	2.6E+00	1.5E+00	2.2E-01		

(Voiles Longitudinaux : VL2 – VL22) :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.85	3.85	3.85	3.85	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.77	0.77	0.77	0.77	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	17744.97	9885.5	5951.96	3625.58	
	σ_{min} [KN/m ²]	-6589.74	-2593.89	-1512.77	-1346.93	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	799.55	796.43	525.13	366.2	
	L _t (m)	1.04	0.80	0.78	1.04	
	L _c (m)	2.81	3.05	3.07	2.81	
	d (m)	0.521	0.400	0.390	0.521	
	σ_1 [KN/m ²]	3294.870	1296.945	756.385	673.465	
	N (kN)	N ₁	515.27	155.68	88.52	105.35
		N ₂	171.756	51.893	29.508	35.117
	A _v (cm ²)	A _{v1}	12.88	3.89	2.21	2.63
		A _{v2}	4.29	1.30	0.74	0.88
	A _{vj} (cm ²)		30.78	30.66	20.22	14.10
	A (cm ²)	A ₁ =A _{v1} +A _{vj} /4	20.58	11.56	7.27	6.16
		A ₂ =A _{v2} +A _{vj} /4	11.99	8.96	5.79	4.40
	A _{min} (cm ²)		5.47	4.20	4.10	5.48
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	24.12	15.4	11.3	9.36
		Bande 2	12.06	9.24	6.78	4.68
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2*6HA16	2*5HA14	2*5HA12	2*6HA10
		Bande 2	2*3HA16	2*3HA14	2*3HA12	2*3HA10
	S _t (cm)	Bande1	10cm	10m	10cm	10 cm
		Bande 2	15cm	15cm	15cm	15cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		3.13	2.40	2.34	3.13
	A _H /Nappe (cm ²)		6.03	3.85	2.83	2.34
	Choix des barres/nappe (cm ²)		17HA10	13HA10	13HA10	13HA10
ep =20cm		(A=13.26cm ²)	(A=10.14cm ²)	(A=10.14cm ²)	(A=10.14cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	τ_u (MPa)	1.154	1.149	0.758	0.528
		τ_b (MPa)	1.615	1.609	1.061	0.740
	ELS	N _s (kN)	2987.69	2852.86	1172.52	205.3
σ_b (MPa)		3.6E+00	3.5E+00	1.5E+00	2.6E-01	

Remarque :

* Dans tout les Niveaux pour tout les voiles (VT ou VL), les armatures transversales a adopté sont : **HA10** avec $St = 20 \text{ cm}$;

Pour bien satisfait l'espacement réglementaire approprie ($St \leq 25 \text{ cm}$ en **Zone IIa**) **RPA99 Version 2003**

* Pour chaque voile de contreventement on a pris une même longueur (d) d'espacement égale à 10cm pour toutes les zones à fin de facilité l'exécution sur chantier.

* Les bandes prise pour chaque voile sont :

VT1 et VT11 → d=50cm

VT2, VT22 → d=30cm

VT3 et VT33 → d=60cm

VT4 et VT44 → d=30cm

VL1 et VL11 → d=50cm

VL2 et VL22 → d=50cm

CHAPITRE VI

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI-1- Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures.

- Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

- Fondations profondes :

Elles sont utilisés dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

VI-1.2- Etude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur l'étude de sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de 2,5 bars comme contrainte admissible du sol.

VI-2-Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance.
- Profondeur du bon sol.
- Le tassement du sol.

Pré-dimensionnement des semelles :

-sous poteaux :

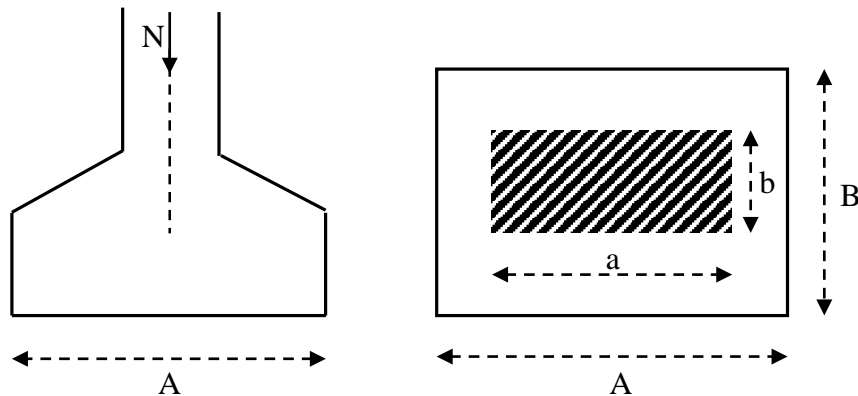
Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N » à l'ELS qui est obtenue à la base de tous les poteaux du sous-sol.

$$A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \quad (\text{Poteau carré}).$$

D'où $B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$



Pour le calcul nous allons prendre les poteaux du côté gauche de l'axe y-y

Exemple de surface des semelles filantes sous poteaux :(fil de poteaux le plus sollicité)

poteaux	N _s (KN)	N _{stotale}	M _{si} (KN.m)	M _{stotale}	e _i (m)	N _i e _i (KN.m)
C11	814.03	4965.49	0.229	1.63	-6.45	-5250.49
C12	1118.15		0.233		-4.3	-4808.04
C13	1064.97		0.410		-0.15	-159.745
C14	1110.67		0.254		3.30	3665.21
C15	857.67		0.504		+7.60	6518.29

- **Etape de calcul**

a) Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i = 4965.49 \text{ KN}$.

b) Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = -0.006m$$

c) Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$e < \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$e > \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.}$$

Avec L : Longueur du bâtiment.

On a $e < \frac{L}{6}$ donc :

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{4965.49}{15.2} \times \left(1 + \frac{6 \times 3}{15.2}\right) = 713.53 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{4965.49}{15.2} \times \left(1 - \frac{6 \times 3}{15.25}\right) = 60.17 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{4965.49}{15.2} \times \left(1 + \frac{3 \times 3}{15.2}\right) = 520.10 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul de la largeur B**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{520.10}{250} = 2.08m$$

Soit : B=2.1m

On aura S=2.1x15.2 =31.92m²

La surface totale des semelles sous poteaux: Sp =31.92x8 = 255.36 m²

▪ **Surface des semelles filantes sous voiles**

-sens longitudinal

Voiles	(G+Q)KN	L(m)	B(m)	$S_L=B.L(m^2)$
VL ₁	1697.76	3.3	2.05	6.79
VL ₂	3332.61	4.15	3.21	13.33
VL ₃	3325.68	4.15	3.20	13.30
VL ₄	1527.34	3.3	1.84	6.1
				$\Sigma=39.53$

-sens transversal

Voiles	(G+Q)KN	L(m)	B(m)	$S_L=B.L(m^2)$
VT1	1629.93	4.6	1.41	6.51
VT2	3332.61	3.15	4.23	13.33
VT3	2715.76	4.3	2.52	10.86
VT4	2136.84	3.15	2.71	8.54
VT11	1629.93	4.6	1.41	6.51
VT22	3332.61	3.15	4.23	13.33
VT33	2715.76	4.3	2.52	10.86
VT44	2136.84	3.15	2.71	6.51
				$\Sigma=56.76$

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_t = S_L + S_T = 39.53 + 56.76 = 96.29 \text{ m}^2$$

Enfin, la surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_T = S_P + S_V = 255.36 + 96.9 = 351.65 \text{ m}^2$$

Calcul du rapport

$$\frac{S_T}{S_{\text{bat}}} = \frac{351.65}{480.32} = 0.73 \Rightarrow 73 \% \text{ de la surface de l'assise.}$$

Conclusion :

Les surfaces des semelles occupent plus de la moitié de l'assise, ce qui nous amène à opter pour un radier général.

VI -2-3) Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution ;

VI -2-3-1) Pré dimensionnement du radier :**VI -2-3-1-1) Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

VI -2-3-1-2) Selon la condition forfaitaire :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{460}{20} = 23 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit } h_d = 30 \text{ cm}$$

h_d : épaisseur du radier

L_{\max} : portée maximale.

$$L_{\max} = 460 \text{ cm}$$

Tablier : la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

Poutre ou nervure : La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale à :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{460}{10} = 46 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit } h_n = 50 \text{ cm.}$$

VI -2-3-1-3) Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K= 40$ MPa pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{MPa}$

L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

$$D'où : \quad h_n \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.6\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.93m \quad \text{On prend } h_n = 1m$$

Conclusion :

On optera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

(Hauteur de la nervure) : $h_n = 1m$

(Largeur de la nervure) : $b_n = 50 \text{ cm}$

(Hauteur du tablier) : $h_d = 30 \text{ cm}$

VI -2-3-1-5) Détermination de la surface nécessaire du radier :

Les efforts normaux sont tirés à partir du logiciel :

$$N_u (ELU) = 76182.0 \text{KN}$$

$$N_s (ELS) = 55319.27 \text{KN}$$

$$\text{A l'ELU : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{76182.0}{1.33 \times 250} = 229.11 \text{m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{55319.27}{250} = 221.27 \text{m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 480.32 \text{m}^2$$

$S_{\text{bat}} = 480.32 \text{m}^2 > \max(221.27 ; 229.11) = 229.11 \text{m}^2$ On prend comme surface du radier celle du bâtiment.

Remarque :

Le BAEL, nous impose un débord minimal de largeur L_d qui sera calculé comme suite :

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h}{2} ; 30 \text{cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2} ; 30 \text{cm}\right) = \max(50 ; 30 \text{cm}) = 50 \text{cm}$$

On opte pour un débord de largeur $L_{\text{débord}} = 50 \text{ cm}$

VI -2-3-1-6) Détermination de la surface du débord :

$$S_{\text{débord}} = [(15.2 + 31.6) \times 2] \times 0.5 = 46.8 \text{ m}^2$$

Donc : la surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 480.32 + 46.8 = 527.12 \text{ m}^2$

détermination des efforts :**charge permanente :**

$$G_{\text{radier}} = \text{Poids du tablier} + \text{poids des nervures}$$

$$\text{Poids du tablier} = S_{\text{radier}} \times h_{\text{tablier}} \times \text{poids volumique du béton} = 527.12 \times 0.30 \times 25 = 3953.4 \text{ KN}$$

- ❖ Poids des nervures = longueur des nervures $\times b_n \times (h_n - h_{\text{tablier}}) \times \text{poids volumique du béton}$

$$= (15.2 \times 0.5 \times 0.7) \times 25 \times 10 = 1330 \text{ KN}$$

- ❖ $G_{\text{radier}} = 3953.4 + 1330 = 5283.4 \text{ KN}$

$$G_{\text{bâtiment}} = 45312.65 \text{ KN (Tiré à partir du logiciel Etabs)}$$

$$G_t = G_{\text{bâtiment}} + G_{\text{radier}} = 45312.65 + 5283.4 = 50596.05 \text{ KN}$$

❖ **charge d'exploitation**

$$Q_{\text{bâtiment}} = 10006.62 \text{ KN (Tiré à partir du logiciel Etabs)}$$

$$Q_{\text{radier}} = 5 \times S_{\text{radier}} = 5 \times 527.12 = 2635.6 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{bâtiment}} + Q_{\text{radier}} = 10006.62 + 2635.6 = 12642.22 \text{ KN}$$

Combinaison d'actions :

- ELU : $N_u = 1,35 \times 50596.05 + 1.5 \times 12642.22 = 87267.99 \text{ KN}$
- ELS : $N_s = 52137,47 + 10627,64 = 62765,11 \text{ KN}$.

VI -3) Vérification :

VI –3-1) Vérification à la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\}$$

$$b = 1m; \quad d = 0,9 \times h_d = 0,9 \times 0,30 = 0,27 m$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{87267,99 \times 1}{527,12} \times \frac{4,6}{2} = 380,78 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{380,78}{1 \times 0,27} = 1410,30 \text{ kN} / m^2 = 1,41 MPa$$

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

$$\tau_u = 1,41 < \bar{\tau}_u = 2,5 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI –3-2) Vérification à l'effort sous pression :

$$P \geq \alpha \times S_{radier} \times \gamma \times Z$$

P : poids total à la base du radier.

Z : profondeur de l'infrastructure Z = 1.00 m

α : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement $\alpha = 1.5$

$$P = G_t = 50596,05 \text{ KN}$$

$$\alpha \times S_{rad} \times \gamma \times Z = 1,5 \times 527,12 \times 10 \times 1 = 7906,8 \text{ KN}$$

$$P = 50596,05 \text{ KN} \geq (\alpha \times S_{rad} \times \gamma \times Z) = 7906,8 \text{ KN} \Rightarrow \text{(condition vérifiée).}$$

VI –3-3) Vérification au poinçonnement :

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \left(\frac{0,07 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} \right) \quad \text{Avec :}$$

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau aussi pour le voile.

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

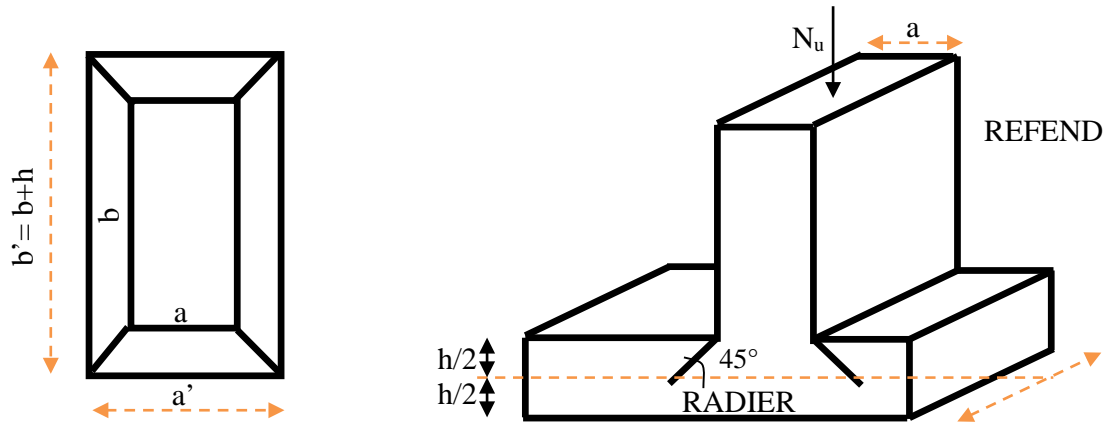


Figure : Périmètre utile des voiles et des poteaux

Calcul du périmètre utile μ_c :

- Poteaux :

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2 \times h) = 2 \times (0,45 + 0,45 + (2 \times 1)) = 5,8 m$$

$$N_u = 1515,65 KN \quad \text{L'effort normal maximum (poteau C22)}$$

$$\left(\frac{0.07 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} \right) = \left(\frac{0.07 \times 5.8 \times 1 \times 25000}{1.5} \right) = 6766,67 KN$$

$N_u = 1851.20, KN < 6766,67 KN \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

- Voile :

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + (2 \times h)) = 2 \times (0,2 + 1 + (2 \times 1.00)) = 6.4 m$$

$$N_u = 4495.72 KN$$

$$\left(\frac{0.07 \times 6.4 \times 1.10 \times 25000}{1.5} \right) = 8213.33 KN$$

$N_u = 3322,17 KN < 8213.33 KN \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

VI –3-4) Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Sens longitudinal : (Tiré à partir du logiciel)

$$M_{0x} = 48581,24 \text{ KN.m}$$

$$T_{0x} = 1963,80 \text{ KN}$$

$$M_x = 48581,24 + 1963,80 \times 1 = 50545,04 \text{ KN m}$$

Sens transversal : (Tiré à partir du logiciel)

$$M_{0y} = 49930,35 \text{ KN.m}$$

$$T_{0y} = 2033,18 \text{ KN}$$

$$M_y = 49930,35 + 2033,18 \times 1 = 51963,53 \text{ KN. m}$$

Avec :

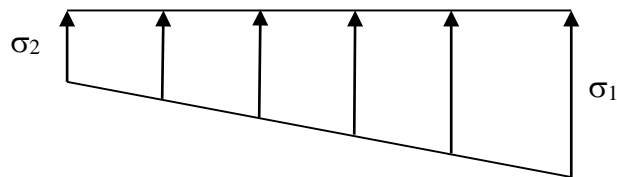
$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure ;

$h = 1.00 \text{ m}$: Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$



On doit vérifier que :

$$\text{L'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \times \overline{\sigma_{sol}}$$

Figure. Diagramme des contraintes

$$\text{L'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

V : distance entre le CDG du radier, et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

Les inerties : suivant les axes principaux de l'étude sismique.

VI-6-5- Calcul des caractéristiques géométriques du radier

a- centre de gravité du radier

Les coordonnées du centre de gravité du radier sont données par :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 16.3m$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 8.1m$$

b- Moment d'inertie du radier

Le moment d'inertie est donné par :

$$I = \sum (I_i + S_i d_i^2).$$

Avec : I_i : moment d'inertie du panneau (i).

S_i : aire du panneau considéré (i).

d_i : distance entre le CDG du panneau (i) et le CDG du radier.

Les résultats de calcul sont comme suit :

$$I_{yy} = 39969,02m^4$$

$$I_{xx} = 7247,76m^4$$

➤ Sens longitudinal :

- l'ELU: $M_x = 50545.04 \text{ KN m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{87267.99}{527.12} + \frac{50545.04}{39969.53} \times 16.3 = 186.17 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{87267.99}{527.12} - \frac{50545.04}{39969.53} \times 16.3 = 144.94 \text{ KN / m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 186.17 + 144.94}{4} = 175.86 \text{ KN / m}^2 \quad ; \quad 1.33 \overline{\sigma_{sol}} = 1.33 \times 250 = 332,5 \text{ N / m}^2$$

$$\sigma_m < 1.33 \times \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **I'ELS:**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{63238.27}{527.12} + \frac{50545.04}{10400.93} \times 16.3 = 199.18 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{63238.27}{527.12} - \frac{50545.04}{10400.93} \times 16.3 = 40.75 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 199.18 + 40.75}{4} = 159.57 \text{ KN/m}^2 ; \overline{\sigma_{sol}} = 250 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens transversal :** $M_y = 51963.53 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{87267.99}{527.12} + \frac{51963.53}{7247.76} \times 8.1 = 223.30 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{87267.99}{527.12} - \frac{51963.53}{7247.76} \times 8.1 = 107.81 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 223.30 + 107.81}{4} = 194.42 \text{ KN/m}^2$$

$$1.33 \times \overline{\sigma_{sol}} = 1.33 \times 250 = 332.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 194.42 < 1.33 \times \overline{\sigma_{sol}} = 332.5 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **I'ELS :** $M_y = 51963.53 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{63238.27}{527.12} + \frac{51963.53}{7247.76} \times 8.1 = 178.04 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{63238.27}{527.12} - \frac{53695.051}{7247.76} \times 8.1 = 61.89 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 178.04 + 61.89}{4} = 149.00 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 149.00 < \overline{\sigma_{sol}} = 250 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI –4) Ferrailage du radier :**VI –4-1) Ferrailage de la dalle :**

Le radier se ferraille comme une dalle pleine renversé s'appuyant sur les nervures qui sont à sa partie supérieur et soumis à la réaction du sol.

On distingue deux cas :

a) 1^{er} Cas :

Si $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{Et} \quad M_{oy} = 0$$

b) 2^{eme} Cas :

Si $0,4 \leq \rho \leq 1$; 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 données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} (L_x < L_y)$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

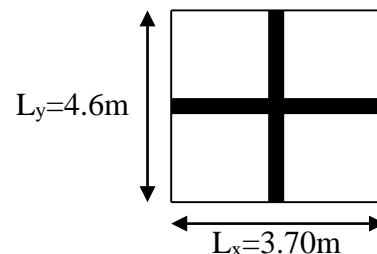
VI –4-1-1) Identification du panneau :

$$L_x = 3.70 \text{ m} ; L_y = 4.6 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.70}{4.60} = 0,80$$

$0,4 \leq \rho = 0,80 \leq 1 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.



$$\text{L'E.L.U : } \sigma_m^{\max} = 194.42 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{um} = \left(\sigma_m^{\max} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \right) \times 1m = \left(194.42 - \frac{5283.4}{527.12} \right) \times 1m = 184.39 \text{ KN/ml}$$

$$\text{L'E.L.S : } \sigma_m^{\max} = 149.00 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{sm} = \left(\sigma_m^{\max} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \right) \times 1m = \left(149.00 - \frac{5283.4}{527.12} \right) \times 1m = 138.97 \text{ KN/ml}$$

VI -4-1-2) Calcul a' L'ELU :

$$q_u = 184.39 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0,80 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0565 \\ U_y = 0,595 \end{cases}$$

VI -4-1-3) Calcul des moments M_{0x} et M_{0y} :

$$M_{0x} = u_x \times q_{um} \times (l_x)^2 = 0,0565 \times 184.39 \times (3.70)^2 = 142.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = u_y \times M_{0x} = 0.595 \times 142.62 = 84.86 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Le panneau choisi pour le calcul est un panneau intermédiaire donc il faut tenir compte de l'encastrement de la dalle, par conséquent les moments seront minorés comme suit :

- Moment d'encastrement $0,5 M_x$
- Moment en travée $M_x^t = 0,75 M_x$ $M_y^t = 0,75 M_y$

VI -4-1-4) Ferrailage dans le sens x - x :

➤ Aux appuis :

$$M_a = -0,5M_{0x} = -0.5 \times 142.62 = -71.31 \text{ KN.m}$$

$$u_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{71.31 \times 10^6}{1000 \times (270)^2 \times 14,2} = 0.068 < u_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,068 \rightarrow \beta = 0,965$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{71.31 \times 10^3}{0,965 \times 27 \times 348} = 7.86 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA14 = 9.23 cm²**

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

➤ **En travée :**

$$M_t = 0,75 \times 142,62 = 106,96 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{106,96 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,103 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,103 \rightarrow \beta = 0,945 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{106,76 \times 10^3}{0,945 \times 27 \times 348} = 12,02 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA16 = 12,06 cm² / ml

Avec : S_t = 15 cm

VI -4-1-5) Ferrailage dans le sens y - y :

➤ **Aux appuis :**

$$M_a = (-0,5) \times 84,86 = -42,43 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{42,43 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,0409 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,0409 \rightarrow \beta = 0,980 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{42,43 \times 10^3}{0,980 \times 27 \times 348} = 4,60 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12 = 5,65 cm²/ml.

Avec : S_t = 20 cm

➤ **En travée :**

$$M_t = 0,75 \times 89,11 = 63,64 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{63,64 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,061 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,061 \rightarrow \beta = 0,969$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{63,64 \times 10^3}{0,969 \times 27 \times 348} = 6,989 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA14 = 7,70 cm²/ml.

Avec : S_t = 20 cm

VI -5) Vérification :**VI -5-1) Vérification de non fragilité du béton :**

$$A_x^{\min} \geq \frac{b \times h \times \omega_0 \times (3 - \rho)}{2} = \frac{100 \times 30(3 - 0.8)0.0008}{2} = 2.64 \text{ cm}^2$$

$$A_x^{\min} = 2.64 \text{ cm}^2.$$

Sens xx :

$$A_s^a = 9.23 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 2.64 \text{ cm}^2.$$

$$A_s^t = 12.06 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 2.64 \text{ cm}^2. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures parallèles au grand coté (l_y) :

$$A_y^{\min} \geq \omega_0 \times b \times h$$

$$A_y^{\min} \geq 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}^2$$

Sens y-y :

$$A_s^a = 5.65 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 2.4 \text{ cm}^2.$$

$$A_s^t = 7.70 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 2.4 \text{ cm}^2. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI -5-2) Espacement des armatures :**Sens x-x :**

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq \min(3h = 45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(4h = 60 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI -5-3) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b.d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 [\text{MPa}] \right\} = 2.5 \text{ MPa.} \quad \text{Avec : } V_u = \frac{q \times l}{2}$$

$$\tau_u = \frac{q_u \cdot l}{2 \cdot b \cdot d} = \frac{165.83 \times 3.70 \times 10^3}{2 \times 1000 \times 270} = 1.13 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

VI –6) Calcul a LELS :

$q_s = 149.54 \text{KN/ml}$

$$\rho = 0,80 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0632 \\ U_y = 0,710 \end{cases}$$

Calcul des moments M_{0x}, M_{0y} .

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0,0632 \times 149.54(3.70)^2 = 129.38 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0,710 \times 129.38 = 91.86 \text{KN.m}$$

Calcul des moments M_{sa}, M_{st} dans les sens.

Sens xx :

$$M_a = -0.5M_{0x} = -0,5 \times 129.38 = -64.69 \text{KN.m}$$

$$M_t = 0.75M_{0x} = 0,75 \times 129.38 = 97.03 \text{KN.m}$$

Sens yy :

$$M_a = -0.5M_{0y} = -0,5 \times 91.86 = -45.93 \text{KN.m}$$

$$M_t = 0.75M_{0y} = 0,75 \times 91.86 = 68.89 \text{KN.m}$$

VI –6-1) Vérification des contraintes dans le béton :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

Vérification de la condition suivante: $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

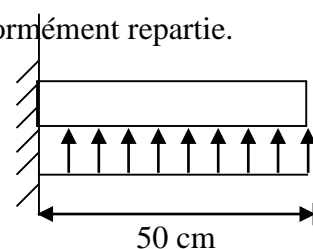
$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d} ; \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

Sens	Zone	Ms	A _(ELU)	ρ ₁	K ₁	B ₁	σ _s	σ _{bc}	σ _{bc} ^{bar}	obs
X- X	Appuis	64.69	9.23	0.341	39.95	0,909	285.56	7.14	15	vérifié
	Travée	97.03	12.06	0.446	32.33	0.890	334.81	10.35	15	Vérifié
Y- Y	Appuis	45.93	5.65	0.209	52.07	0.917	328.33	6.30	15	Vérifié
	Travée	68.89	7.70	0.285	43.60	0.996	368.74	8.45	15	vérifié

VI –7) Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie.

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



➤ **Sollicitation de calcul**○ **A l'ELU :**

$$P_u = 194.42 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u l^2}{2} = \frac{-194.42 \times (0.5)^2}{2} = -24.30 \text{ KNm}$$

○ **A l'ELS :**

$$P_s = 149.00 \text{ KN /ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s l^2}{2} = \frac{-149.00 \times (0.5)^2}{2} = -18.62 \text{ KNm}$$

VI -7-1) calcul des armatures

$$b=1\text{m}; d=27\text{cm}; f_{bc}=14.2\text{MPa}; \sigma_s=348\text{MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{24.30 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14.2} = 0.027 \leq 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.027 \rightarrow \beta_u = 0.987$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{24.30 \times 10^3}{0.987 \times 27 \times 348} = 2.62 \text{ cm}^2$$

$$A_{ua} = 2.62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vue que les armatures du débord sont inférieures à celle du tablier ; et pour une meilleure disposition les armatures du tablier vont être prolongées.

Donc on opte pour le même ferrailage dans les deux sens.

Sens x-x :

$$\text{Soit : } 6\text{HA}16 = 12.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

Sens y-y :

$$\text{Soit : } 5\text{HA}14 = 7.70 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{Avec : } S_t = 20 \text{ cm}$$

VI -7-2) Vérification à l'ELU:

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

Sens longitudinal : $12.06 \text{ cm}^2 > 3,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

Sens transversal : $7.70 \text{ cm}^2 > 3,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

VI -7-2-1) Calcul de l'espacement :

C'est le même espacement que celui du tablier.

St = 15 cm dans les sens Longitudinal

St = 20 cm dans les sens transversal

VI -7-3) Vérification à l'ELS :

❖ Vérification de la condition suivante: $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d} ; \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

Sens	Zone	M _s	A _(ELU)	ρ ₁	K ₁	β ₁	σ _s	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	obs
x-x	Travée	18.62	12.06	0.446	34.02	0.898	63.67	1.87	15	vérifié
y-y	Travée	18.62	7.70	0.285	44.52	0.916	87.27	1.96	15	vérifié

VI -5). Ferrailage de la nervure :

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis ; soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol ; qui se transmettent aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

✚ Cas de chargement trapézoïdal :

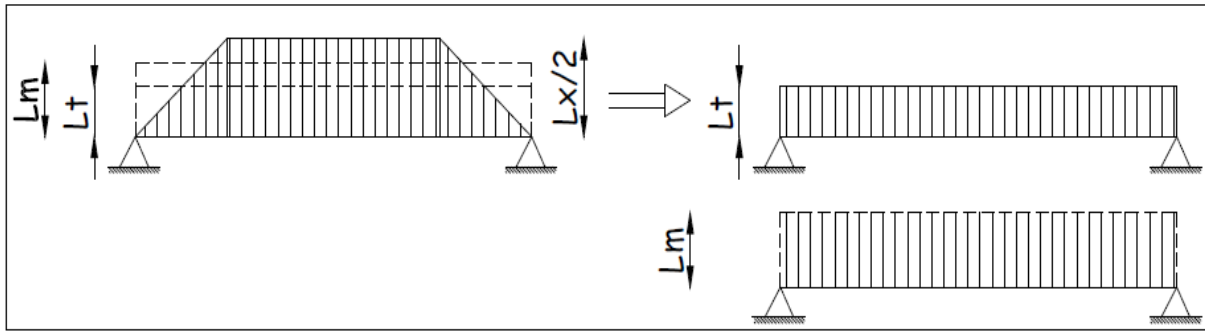


Fig : Présentation des chargements simplifiés.

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	lx	ly	ρ	Charge ment	lm	Lt	qu	qs	Qu	ΣQ_u	Qs	ΣQ_s	Qu	ΣQ_u	Qs	ΣQ_s
A-B	1	4.15	4.25	0.97	Trapèze	1.42	1.1	165.83	149.54	235.48	464.32	212.34	418.70	182.41	373.11	164.49	336.46
	2	3.70	4.25	0.87	Trapèze	1.38	1.15	165.83	149.54	228.84		206.36		190.70		171.97	
B-C	1	3.35	4.15	0.80	triangle	1.11	0.83	165.83	149.54	184.07	384.72	165.98	346.92	137.63	305.11	124.11	275.14
	2	3.25	3.70	0.87	Trapèze	1.21	1.01	165.83	149.54	200.65		180.94		167.48		151.03	
C-D	1	4.15	4.60	0.90	Trapèze	1.51	1.23	165.83	149.54	250.04	454.01	225.80	409.73	203.97	356.53	183.93	321.50
	2	3.70	4.60	0.80	triangle	1.23	0.92	165.83	149.54	203.97		183.93		152.56		137.57	
D-E	1	3.00	4.15	0.72	triangle	1.00	0.75	165.83	149.54	165.83	331.66	149.54	299.08	124.37	248.74	112.15	224.31
	2	3.00	3.70	0.81	triangle	1.00	0.75	165.83	149.54	165.83		149.54		124.37		112.15	

-Détermination des efforts :

ELU :

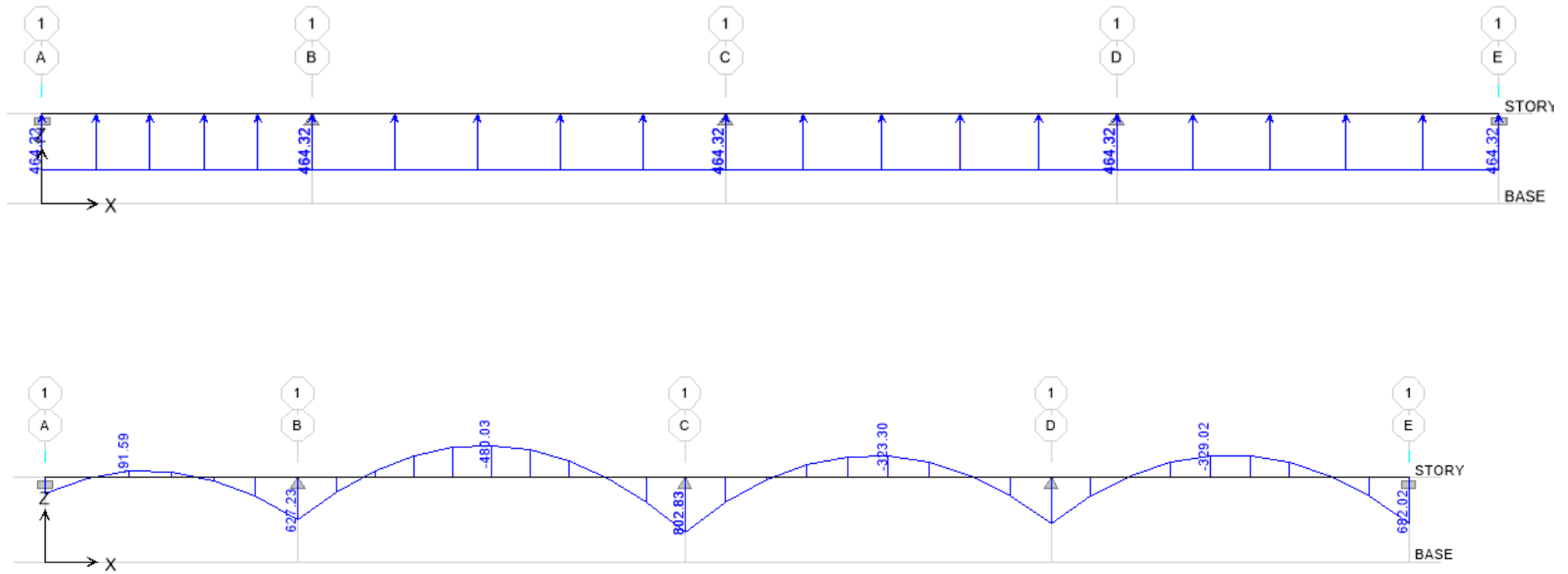


Fig :Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U

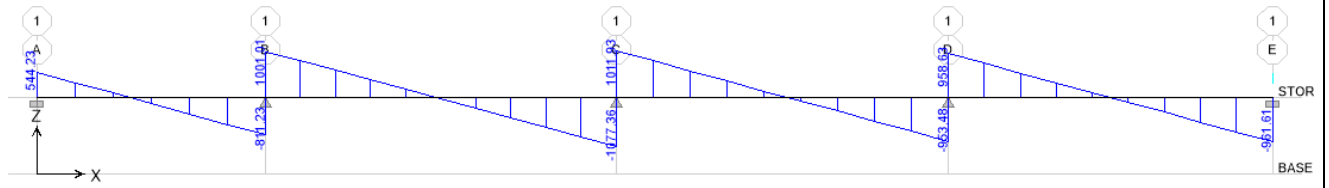


Fig : Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U

- Calcul des armatures :

ferrailage se fera avec les moments max aux appuis et en travées :

➤ **Sens longitudinal Y-Y :** $M_a^{\max} = 802.83 \text{ KN.m}$ $M_t^{\max} = -480.03 \text{ KN.m}$

En appuis :

$$\mu_y = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{802.83 \times 10^3}{50 \times 97^2 \times 14.2} = 0.12 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Du tableau : $\mu_y = 0.12 \Rightarrow \beta = 0.936$

$$A_{aY} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{802.83 \times 10^2}{0.936 \times 97 \times 34.8} = 25.39 \text{ cm}^2$$

Soit : $4HA20FIL + 8HA16Chap = 28.64 \text{ cm}^2 / ml$

En travée :

$$\mu_y = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{480.03 \times 10^3}{50 \times 97^2 \times 14.2} = 0.072 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Du tableau : $\mu_y = 0.072 \Rightarrow \beta = 0.963$

$$A_{tY} = \frac{M_{tY}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{480.03 \times 10^2}{0.963 \times 97 \times 34.8} = 14.76 \text{ cm}^2$$

Soit : $4HA16fil + 4HA14 = 12.20 \text{ cm}^2 / ml$

ELS :

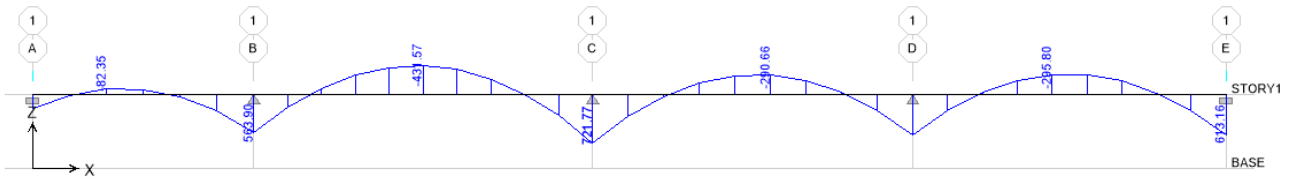
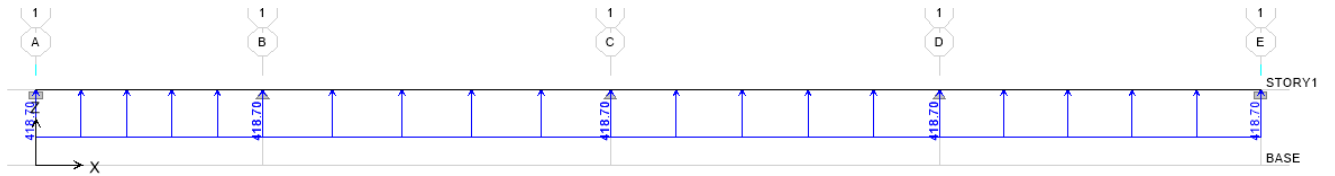


Fig :Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S

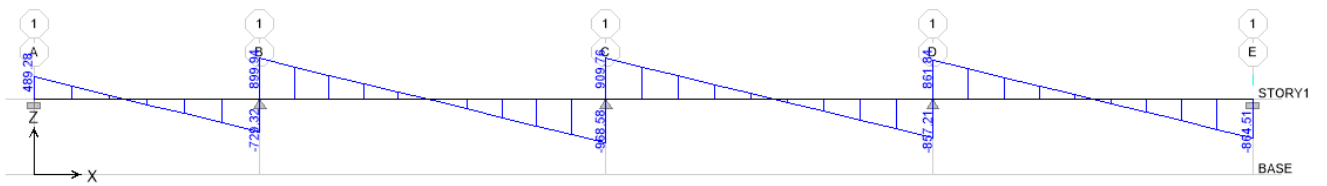


Fig : Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S

Sens longitudinale : nervure (file 02)
Calcul des charges

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	Panneau	l_x	l_y	ρ	charge ment	l_m	L_t	q_u	q_s	Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s	Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s
1 - 2	1	3.0	3.25	0.92	Trapèze	1.07	0.86	165.83	149.54	177.43	356.5	160.00	321.50	142.61	276.93	128.60	249.72
	2	3.25	4.60	0.70	triangle	1.08	0.81	165.83	149.54	179.09	2	161.50		134.32		121.12	
2 - 3	1	3.00	3.00	1.00	Trapèze	1.00	0.75	165.83	149.54	165.83	330.0	149.54	297.58	124.37	248.74	112.15	124.31
	2	3.00	4.60	0.65	triangle	0.99	0.75	165.83	149.54	164.17	0	148.04		124.37		112.15	
3 - 4	1	3.00	3.70	0.81	triangle	0.99	0.75	165.83	149.54	164.17	368.1	148.04	331.97	124.37	276.93	112.15	249.72
	2	3.70	4.60	0.80	triangle	1.23	0.92	165.83	149.54	203.97	4	183.93		152.56		137.57	
4 - 5	1	3.00	4.15	0.72	triangle	0.99	0.75	165.83	149.54	164.17	414.5	148.04	373.84	124.37	374.77	112.15	296.08
	2	4.15	4.60	0.90	Trapèze	1.51	1.23	165.83	149.54	250.40	7	225.80		250.40		183.93	
5 - 6	1	3.00	3.40	0.88	Trapèze	1.11	0.91	165.83	149.54	184.07	371.4	165.98	334.96	150.90	291.35	136.08	263.19
	2	3.40	4.60	0.74	triangle	1.13	0.85	165.83	149.54	187.38	5	168.98		140.95		127.10	

- Détermination des efforts :

ELU :

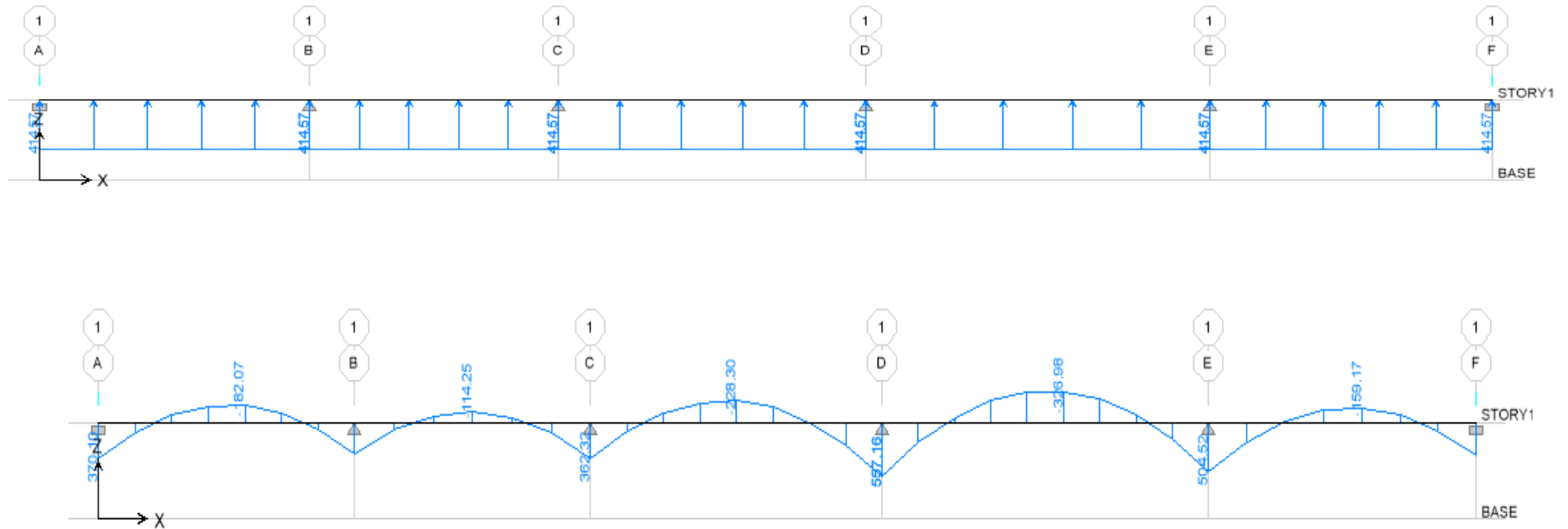


Fig : Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U

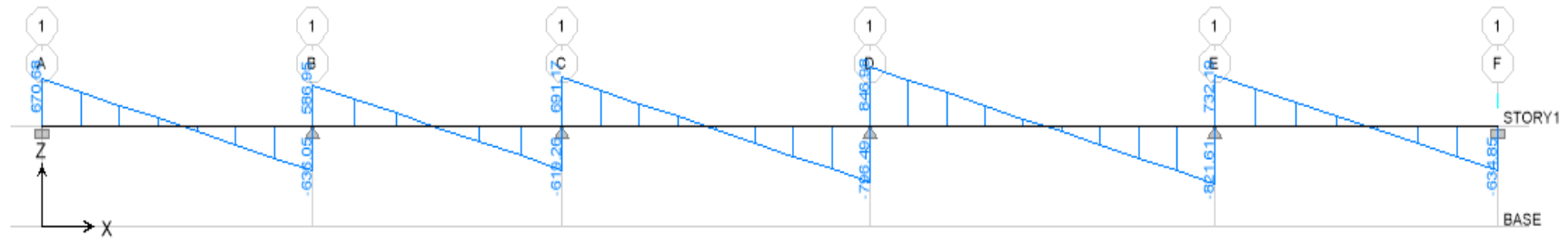


Fig : Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U

- Calcul des armatures :

ferraillage se fera avec les moments max aux appuis et en travées :

➤ Sens longitudinal suivant x-x :

$$M_a^{\max} = 557.16 \text{ KN.m} \quad M_t^{\max} = 326.98 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$\mu_x = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{557.16 \times 10^3}{50 \times 97^2 \times 14.2} = 0.083 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Du tableau : $\mu_x = 0.083 \Rightarrow \beta = 0.954$

$$A_x = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{557.16 \times 10^2}{0.954 \times 97 \times 34.8} = 17.30 \text{ cm}^2$$

Soit : $4HA16_{fil} + 8HA14_{chap} = 20.36 \text{ cm}^2 / ml$

En travée :

$$\mu_x = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{326.98 \times 10^3}{50 \times 97^2 \times 14.2} = 0.048 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

Du tableau : $\mu_y = 0.048 \Rightarrow \beta = 0.975$

$$A_{tx} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{326.98 \times 10^2}{0.975 \times 97 \times 34.8} = 9.93 \text{ cm}^2$$

Soit : $4HA16_{fil} + 4HA14_{chap} = 14,20 \text{ cm}^2 / ml$

ELS :

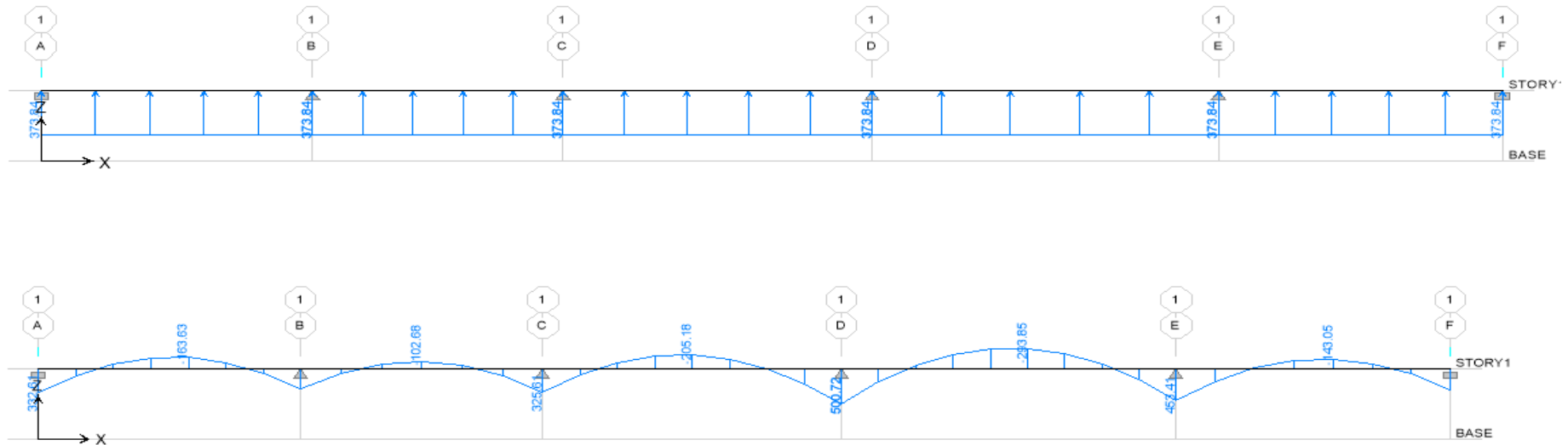


Fig:Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S

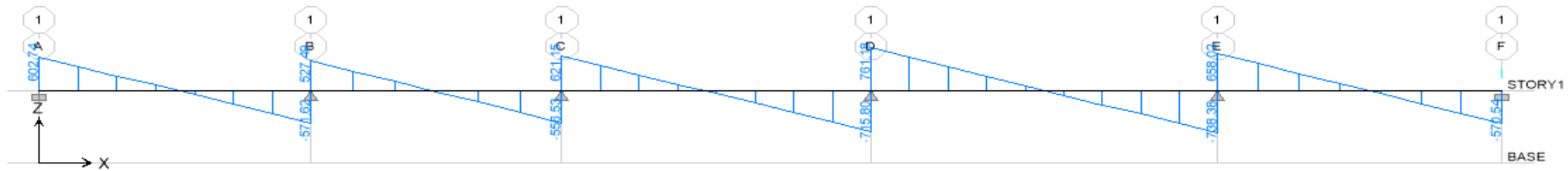


Fig : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

VI.8.1.2.Vérifications à l'ELU

➤ **Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL99)**

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 50 \times 100 \times 2.1}{400} = 6.0375 \text{ cm}^2$$

- **Sens longitudinal x-x :**

En travée: $A_u = 14.20 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.0375 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

En appuis : $A_u = 20.36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.0375 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

- **Sens transversal suivant y-y :**

En travée : $A_u = 12.20 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.0375 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

En appuis : $A_u = 28,64 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.0375 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton (BAEL99.art A.5.1.21)**

Sens X-X :

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{846.98 \times 10^3}{500 \times 970} = 1.74 \text{ MPa}$$

En considérant que la fissuration est préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \tau_u = 1.74 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa}$ condition vérifiée

Sens Y-Y :

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{1077.36 \times 10^3}{500 \times 970} = 2.22 \text{ MPa}$$

En considérant que la fissuration est préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \tau_u = 2.22 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa}$ condition vérifiée

VI.8.1.2. Armatures transversales :

➤ **Exigences du RPA pour les aciers transversales :(Art 7.5.2.2/RPA2003):**

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) = \min\left(\frac{100}{4}, 12 \times 1.6\right) = \min(25 \text{ cm}, 19.2 \text{ cm}) = 19.2 \text{ cm}$$

soit : $S_t^{\max} = 10 \text{ cm}$

- **Zone courante**

$$S_t^{\max} \leq \frac{100}{2} = 50 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit } S_t^{\max} = 15 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales minimales :**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi\right) = (25, 57 ; 50 ; 20)$$

Soit 10mm

➤ **Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:**

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

Zone nodale :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Zone courant :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2$$

VI.8.1.3 Vérification à l'ELS

On se dispensera des vérifications si la condition suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

- **Sens longitudinal x-x**

En travée: $\mu_x = 0.048 \Rightarrow \alpha = 0.0615$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{326.98}{293.85} = 1.11$$

$$\alpha = 0.0615 \leq \frac{1.11 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.30 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

En appuis : $\mu_x = 0.083 \Rightarrow \alpha = 0.107$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{557.16}{500.72} = 1.11$$

$$\alpha = 0.107 \leq \frac{1.11 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.30 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Sens transversal suivant y-y :**

En travée: $\mu_y = 0.072 \Rightarrow \alpha = 0.093$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{480.03}{431.57} = 1.11$$

$$\alpha = 0.093 \leq \frac{1.11 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.30 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

En appuis : $\mu_x = 0.12 \Rightarrow \alpha = 0.160$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{802.83}{721.77} = 1.11$$

$$\alpha = 0.160 \leq \frac{1.11-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.30 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

La condition $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ est vérifiée donc la vérification des contraintes dans le béton à l'E.L.S. n'est pas nécessaire

VI.8.1.3 Armatures de peau (BAEL/Art 8.3) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 100 cm , la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

$$A_p = \frac{3 \text{ cm}^2}{1 \times 100} = 3 \Rightarrow 1.5 \text{ cm}^2 \text{ par parois}$$

Soit donc 2HA12 avec $A_s = 2.26 \text{ cm}^2/\text{parois}$

VI.5.8 Ferrailage du débord : Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie .Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur

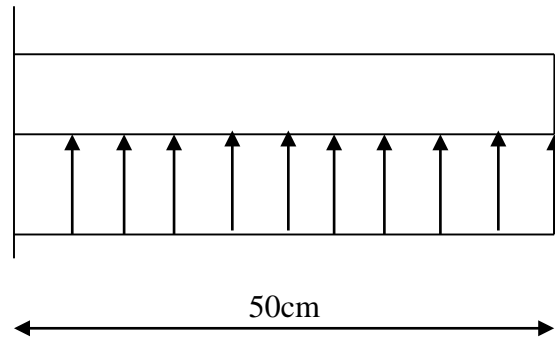


Fig : Schéma statique du débord.

Le débord peut constituer une zone d'ancrage pour les armatures longitudinales de la dalle et des poutres. Ainsi, Son ferrailage sera le prolongement de ces armatures au-delà des appuis, et des poutres.

VI.1 Étude du voile périphérique :

VI.1 Introduction :

Le voile périphérique sera au niveau de l'infrastructure pour reprendre les charges provenant de la poussée des terres.

L'épaisseur minimale exigée par le RPA 2003 (Article 10.1.2) est $e_{\min} = 15$ cm, dans notre cas on optera pour une épaisseur de 20 cm.

Le mur assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, il permet alors de remplir avec les fondations les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations.
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

Calcul du voile périphérique sous l'effet des poussées des terres :

a) Dimensionnement:

D'après le RPA99/version 2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Épaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical)

On adopte une épaisseur $e = 20$ cm.

La hauteur du voile périphérique = 4 m.

b) Détermination des sollicitations:

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine encastree sur 4 cotés dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

K_0 : Coefficient de poussée :

$$K_0 = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2} \right) = 0.333$$

h : la hauteur totale du voile.

$$h = 3.74 \text{ m.}$$

- Poids spécifique du remblai :

$$\gamma = 18 \text{ KN / m}^3$$

- Angle de frottement :

$$\varphi = 35^\circ$$

$$K_0 = 0.52$$

Calcul de l'état d'équilibre aux repos :

$$\sigma_h = k_0 \times \sigma_v :$$

$$\begin{aligned} \text{A)- } h &= 3.74\text{m} \rightarrow \sigma_{H_2} \\ \text{l'ELU : } &= 0,333 \\ \sigma_H &\times (1,35 \times 18 \times 3.74 \\ &= K_0 \cdot \sigma_v &+ (1,5 \times 10) \\ &= K_a \cdot (1.35\gamma \cdot h &= \mathbf{35.26 \text{ KN/m}^2} \\ &+ 1.5q) \\ h &= 0 \\ \rightarrow \sigma_{H_1} &\text{ B) - ELS:} \\ &= 0,333 \quad \sigma_H = K_0 \cdot \sigma_v = K_a \cdot (\gamma \cdot h + q) ; \\ &\times (1,5 &h = 0 \rightarrow \sigma_{H_1} = 0,333 \cdot (10) \\ &\times 10) &= \mathbf{3.33 \text{ kN/m}^2} \\ &= \mathbf{4.995 \text{ KN/m}^2} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 h = 3.74\text{m} &\rightarrow \sigma_{H_2} \\
 &= 0,52 \\
 &\times (18 \times 3.74 + 10) \\
 &= 25.75 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Calcul des pressions des terres :

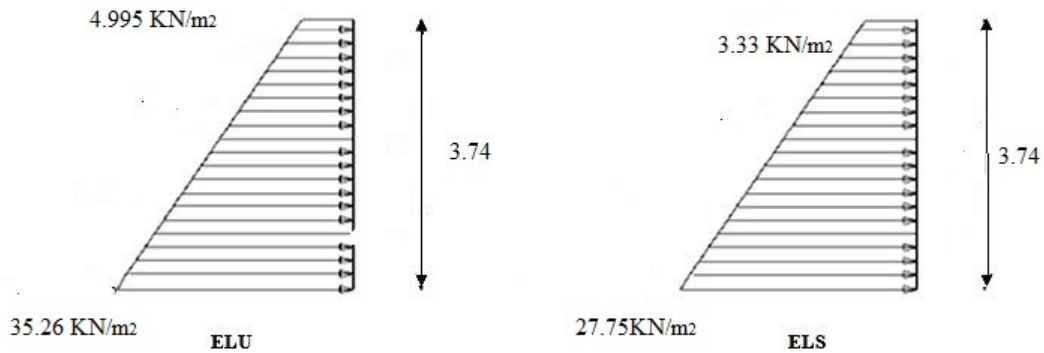


Figure : diagrammes des contraintes en (KN/m²)

le tableau suivant résume les résultats :

$$P_u \frac{3\sigma_{H_2} + \sigma_{H_1}}{3.74} \cdot 1m$$

	P_u [KN]
ELU	29.62
ELS	23.15

Tableau VI.1 : Pressions des terres sur le voile périphérique

Conclusion :

La charge maximale à prendre en compte dans le calcul est celle déterminée en calcul ELU

$$q_{\max} = q_u = 29.62 \text{ KN/ml}$$

Ferraillage du voile périphérique :

a) Méthode de calcul :

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrees sur 4 cotés au niveau des poutres et des poteaux.

b) Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastres sur 4 appuis. Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0,85
- Moment d'encastrement sur les grands cotés :
 0,3appui de rive.
 0,5 autre appuis.

Identification des panneaux :

$l_x = 3,74m$

$l_y = 4.6 m$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.74}{4.6} = 0.81 > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

a) ELU

$$\rho = 0.81 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0836 \\ \mu_y = 0.502 \end{cases}$$

$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0.0836 \times 29.62 \times (3.74)^2 = 34.64 \text{ kN.m}$

$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.502 \times 34.64 = 17.39 \text{ kN.m}$

▪ **Correction des moments :**

▪ **Dans le sens X-X :**

Aux appuis : $M_{sa} = 0.5 M_{0x} = 17.32 \text{ kN} .$

En travée : $M_{st} = 0.85 M_{0x} = 29.44 \text{ kN} .m$

Dans le sens Y-Y :

Aux appuis : $M_{as} = 0.5 M_{0y} = 8.685 \text{ kN} .m$

En travée : $M_{ts} = 0.85 M_{0y} = 14.78 \text{ kN} .m$

1. Détermination des armatures à l'ELU :

$H = 20 \text{ cm}$

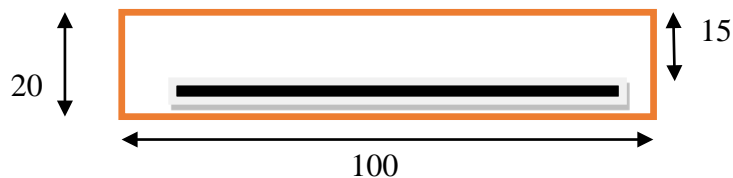
$d = 15 \text{ cm}$

$b = 100 \text{ cm}$

$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$

$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$

$A_{min} = 0,10\% .B = 2 \text{ cm}^2$



$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$, $\gamma_b = 1,5 \rightarrow f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$.

(RPA 2003/ART 10.1.2)

Les tableaux suivant résume les résultats de ferrailage à l'ELU:

Sens X-X :

	Appuis	Travées
Mu (KN.m)	17.32	29.44
μ_b	0.054	0.092
β	0.972	0.952
A_{cal} (cm²)	3.41	5.924
A_{min} (cm²)	2.00	2.00
A_{adop} (cm)	6.78	6.78
Choix des barres	6HA12	6HA12
Espacement (cm)	20	20

Sens Y-Y :

	Appuis	Travées
Mu (KN.m)	8.685	14.78
μ_b	0.027	0.046
β	0.986	0.976
A_{cal} (cm²)	1.69	2.95
A_{min} (cm²)	2.00	2.00
A_{adop} (cm)	6.78	6.78
Choix des barres	6HA12	6HA12
Espacement (cm)	20	20

Tableau VI.2 : Ferrailage en travées et aux appuis à l'ELU.

VI.6 Vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes dans le béton :

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_s \times d}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 15} = 0.452 \quad \rho = 0.452 \rightarrow \{\beta_1 = 0.897, k_1 = 33.54\}$$

- Vérification des contraintes dans le béton :

sens		Ms(max)	Asu	ρ_1	β_1	K	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)
x_x	appuis	17.32	6.78	0.452	0.897	33.54	189.860	10.38
x_x	travee	29.44	6.78	0.452	0.897	33.54	189.860	10.38
y_y	appuis	8.685	6.78	0.452	0.897	33.54	189.860	10.38
y_y	travee	14.78	6.78	0.452	0.897	33.54	189.860	10.38

Conclusion : Les contraintes dans le béton sont vérifiées.