

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi ousou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



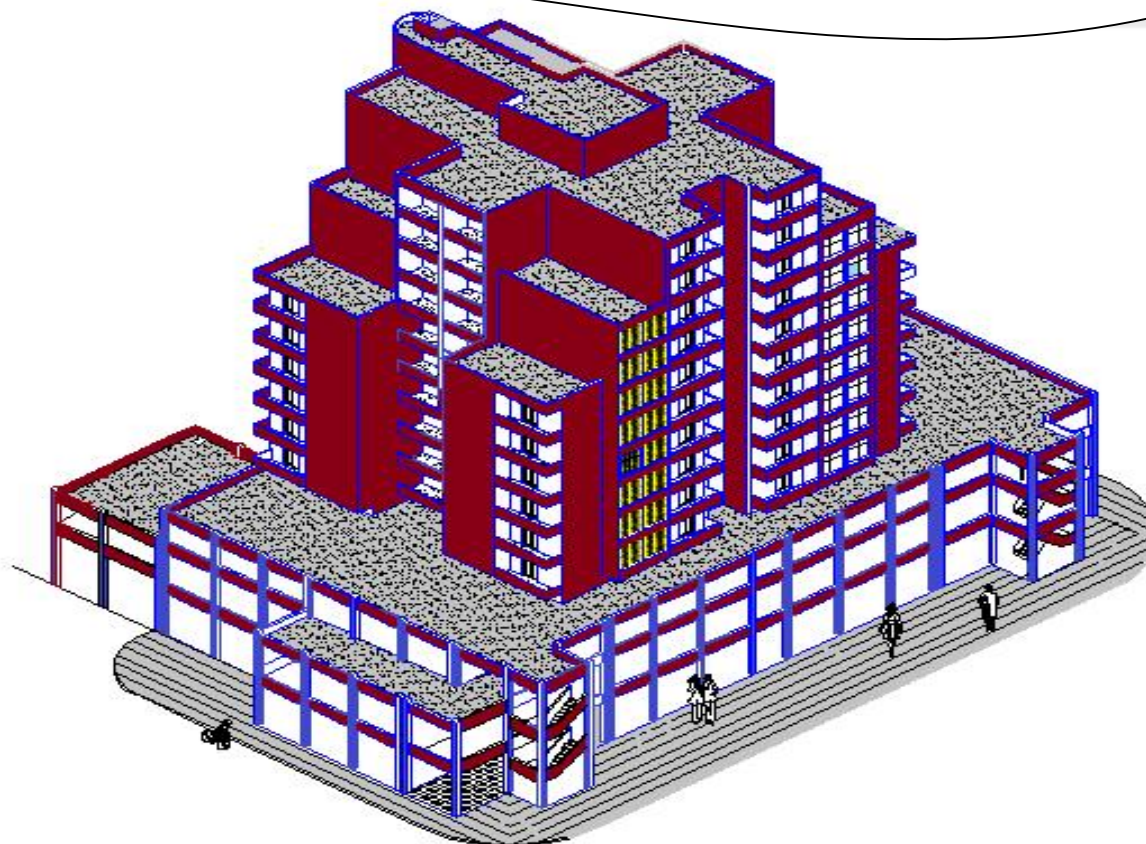
Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme MASTER d'Etat en génie civil.

Option : Construction Civile et Industrielle.

THEME

Etude de la structure d'un Bâtiment R+12 à usage
d'habitation et commercial



Etudié par :

M^{elle} HECHICHE DIHIA

M^{elle} KHELOUAT KELTOUM

Dirigé Par :

M^R A.CHEKIRED



ANNEE : 2013/2014

REMERCIEMENTS

-Nos premiers remerciements vont pour le bon Dieu, le tout puissant, qui nous a donné la force et courage pour atteindre ce stade dans nos études.

-nos parents qui nous ont enseignés les vraies valeurs de la vie.

-On tient à adresser nos vifs remerciements à notre promoteur Mr CHEKIRED pour son orientation et conseils tout au long de l'année.

-Nos remerciements sont adressés aussi aux membres de jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail.

-Que toute personne ayant contribué à l'élaboration de ce travail, retrouve ici l'expression de nos plus profonds remerciements.

DEDICACES

Arrivé au terme de mes études par la grâce de dieu, j'ai le grand plaisir de dédier ce modeste travail :

*-A toi très cher **papa** que la mort m'a arraché très tôt, aujourd'hui je t'offre le fruit de longues années d'études et sur tes pas je marcherai tu es mon exemple.*

-A ma chère maman, tout simplement tu es ma raison de vivre.

-A notre petit rayon de soleil : HECHICHE HOCINE

-A ma très chère sœur LINDA son mari HAMOU et ses enfants : YANIS, SARAH, RAYANE et l'adorable INES.

-A mon cher frère AMAR et son épouse ZAZI.

-A ma chère sœur KAHINA son mari KAMEL et la petite étincelle ANAIS.

-A mon cher frère YAZID et son épouse DAHBIA.

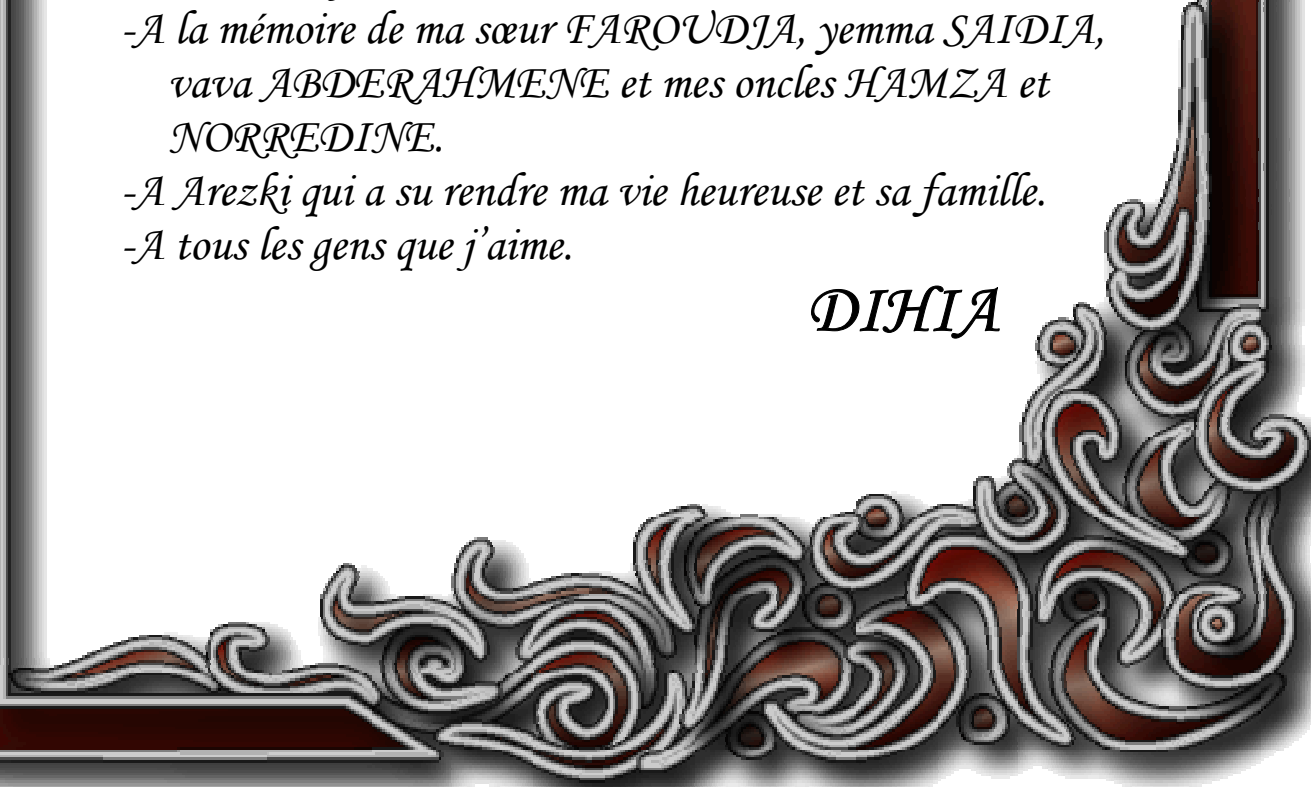
-A mon cher frère et ami SAID.

-A la mémoire de ma sœur FAROUDJA, yemma SAIDIA, vava ABDERAHMENE et mes oncles HAMZA et NORREDINE.

-A Arezki qui a su rendre ma vie heureuse et sa famille.

-A tous les gens que j'aime.

DIHIA



DEDICACES

Arrivé au terme de mes études par la grâce de dieu, j'ai le grand plaisir de dédier ce modeste travail aux personnes qui me sont les plus chères :

- Ma mère à celle que je dois tout et je ne rendrais jamais assez.*
- Mon père pour ses encouragements, son soutien, surtout pour son sacrifice. Afin que rien n'entrave le déroulement de mes études.*
- A la mémoire de mon très cher frère Achour que dieu ait son âme et l'accueil en son vaste paradis.*
- Mes sœurs Fazia et Nacera qui ont toujours su m'entourer et me redonner du courage et de la confiance sans que j'oublie leurs maris Hakîm et Saïd.*
- Mon frère Farid et sa fiancée Ania.*
- Mon adorable frère Mohammed.*
- Au petit ange Fares.*
- Mes très chers grands parents.*
- Fawzi celui qui m'a inspiré le respect, l'espoir, le courage et une ferme volonté et toute la famille AITBENALI.*
- Mes très chères amies, particulièrement Kahina , Lynda, Yasmine, Yousra, Samia et Karima.*
- Mes cousines Dyhia et samia.*
- Matrès chère amie et binôme Dihia et toute sa famille*
- A toute la promotion de Génie Civil 2013-2014*

KELTOUM



Technical drawing of a staircase showing dimensions and calculations for a 10x17 staircase. The drawing includes a side elevation and a plan view.

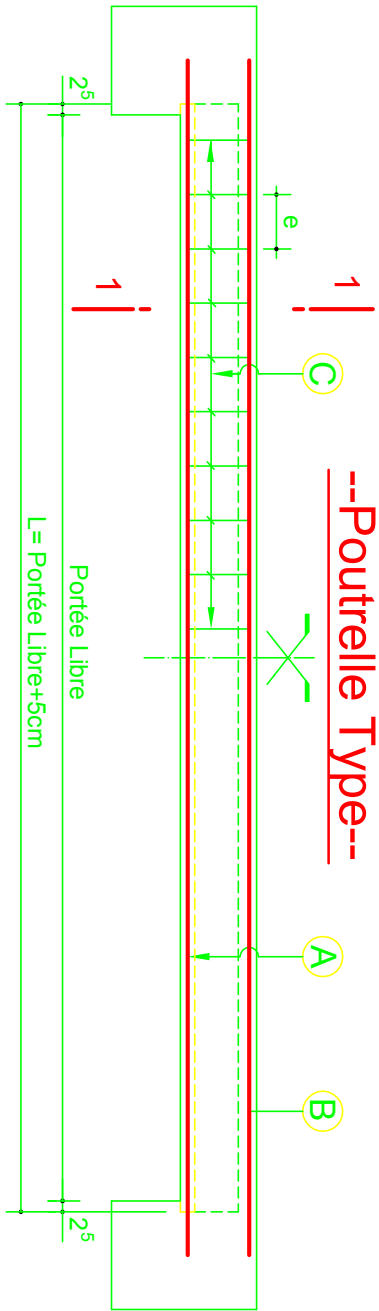
Side Elevation:

- Overall height: 10x17 = 170
- Overall width: 45
- Staircase segments: 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10
- Segment 1: 15, 0.20, 17.5, 1.45
- Segment 2: 15, 0.20, 17.5, 1.45
- Segment 3: 15, 0.20, 17.5, 1.45
- Segment 4: 15, 0.20, 17.5, 1.45
- Segment 5: 15, 0.20, 17.5, 1.45
- Segment 6: 15, 0.20, 17.5, 1.45
- Segment 7: 15, 0.20, 17.5, 1.45
- Segment 8: 15, 0.20, 17.5, 1.45
- Segment 9: 15, 0.20, 17.5, 1.45
- Segment 10: 15, 0.20, 17.5, 1.45

Plan View:

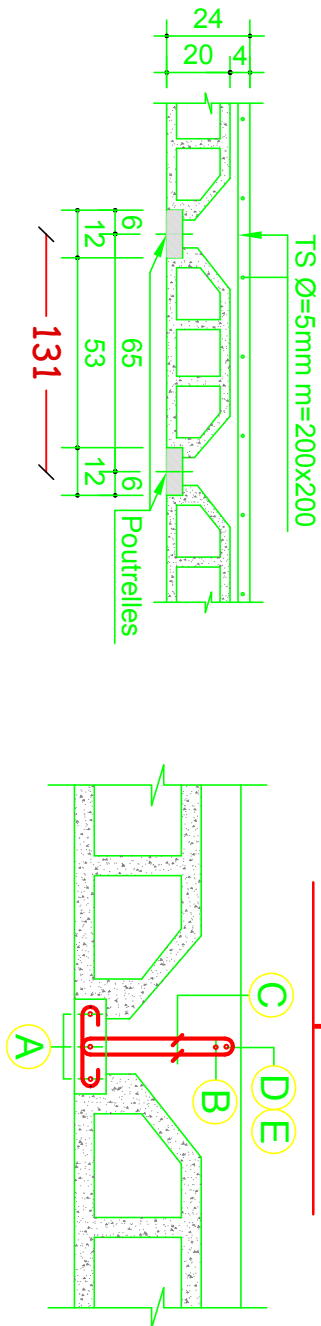
- Overall width: 45
- Overall height: 10x17 = 170
- Staircase segments: 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10
- Segment 1: 15, 0.20, 17.5, 1.45
- Segment 2: 15, 0.20, 17.5, 1.45
- Segment 3: 15, 0.20, 17.5, 1.45
- Segment 4: 15, 0.20, 17.5, 1.45
- Segment 5: 15, 0.20, 17.5, 1.45
- Segment 6: 15, 0.20, 17.5, 1.45
- Segment 7: 15, 0.20, 17.5, 1.45
- Segment 8: 15, 0.20, 17.5, 1.45
- Segment 9: 15, 0.20, 17.5, 1.45
- Segment 10: 15, 0.20, 17.5, 1.45

--Poutrelle Type--

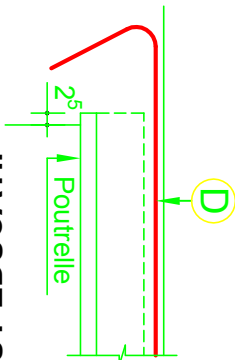


T_y P_E	L=long	Nbre	A		B		C			D		E	
			$\varnothing$	SCHEMA	$\varnothing$	SCHEMA	$\varnothing$	e	Nbre	$\varnothing$	Nbre	$\varnothing$	Nbre
N1	465	/	3 12	495 T10	495 T10	15	/	T14	/	20 150	T14	/	250
N2	405	/	3 12	435 T10	435 T10	15	/	T14	/	/	T14	/	140 20
N3	410	/	3 12	440 T10	440 T10	15	/	T14	/	20 150	T14	/	150 20

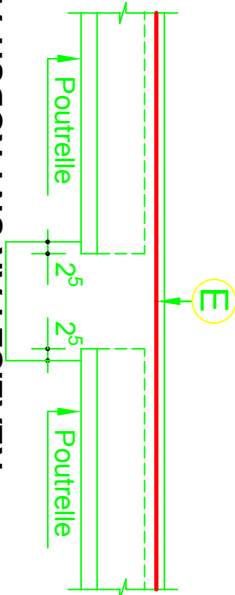
--Coupe 1-1--

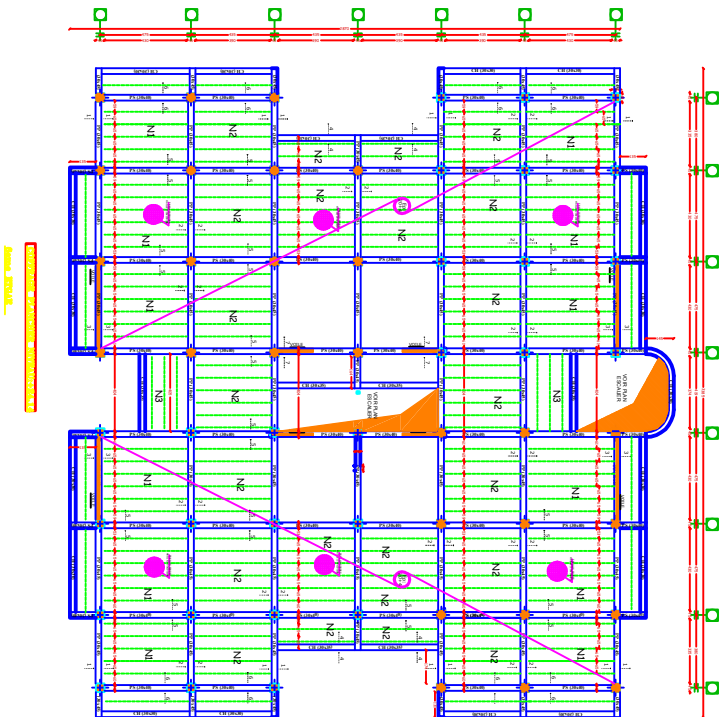


--Appui de RIVE--

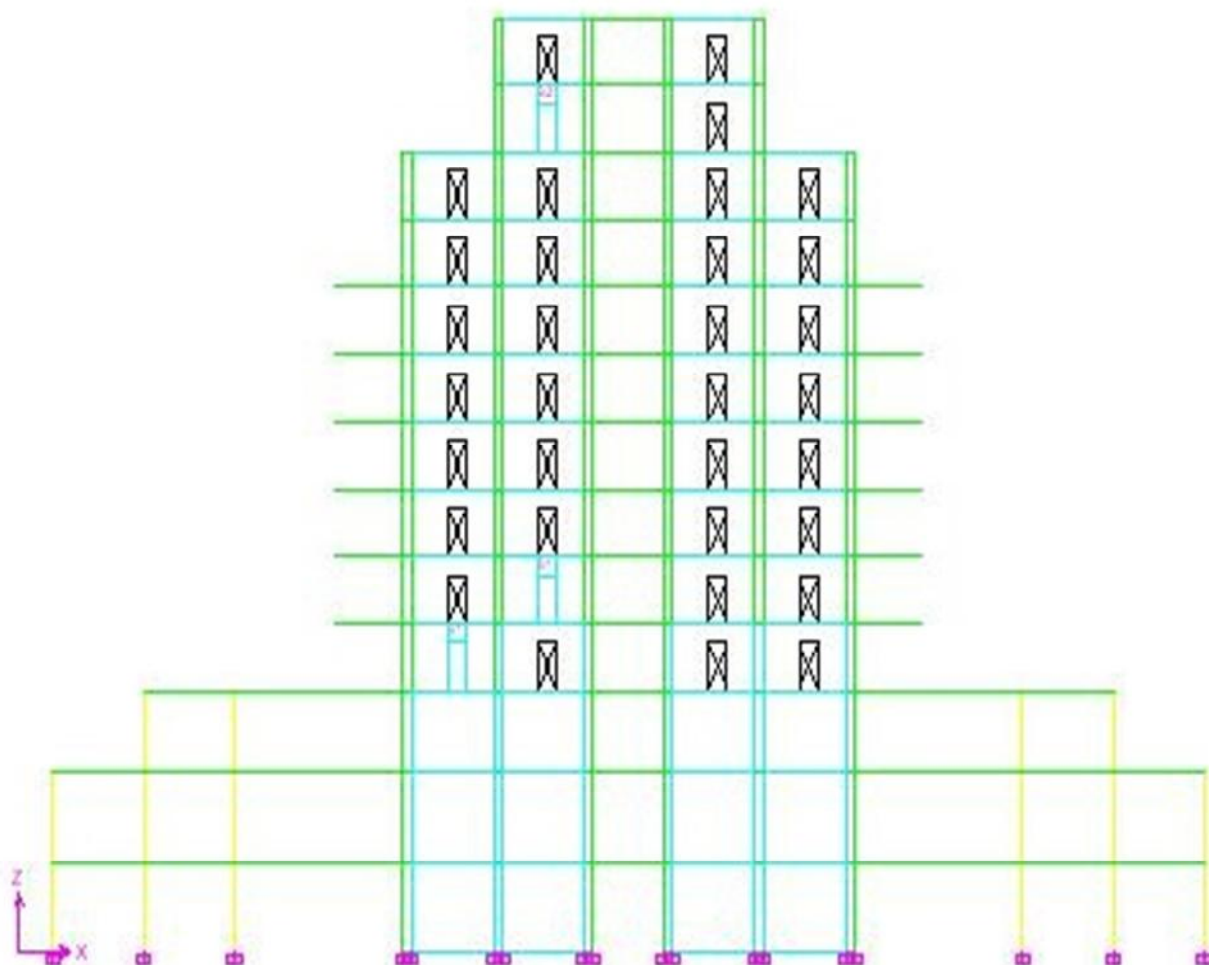


--Appui de MILIEU--





REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION	
DEPARTEMENT GENIE CIVIL	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU	
ETUDE PAR:	TITRE:
HECHICHE DHIA	Plan de coffrage
KHELOUATIKELTOUN	NIV24.14
DIRECTE PAR:	Echelle:
Mr ACHÉKIRED	
Planche N°:	
Promotion: 2013-2014	



Présentation des linteaux.



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	1
Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.....	11
Chapitre III : Calcul des éléments	
❖ Le plancher	22
❖ L'escalier	47
❖ La poutre palière.....	62
❖ L'acrotère	69
❖ La dalle salle machine	75
Chapitre IV : Procédure d'introduction des données du logiciel ETABS	82
Chapitre V : Calcul dynamique.....	95
Chapitre VI : Ferrailage des éléments	
❖ Ferrailage des poteaux.....	109
❖ Ferrailage des poutres.....	119
❖ Ferrailage des voiles.....	127
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure	141
Conclusion	
Bibliographie	

Introduction générale

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme, et la seule chose que nous puissions prédire avec certitude c'est que plus nous nous éloignons du dernier tremblement de terre plus nous sommes proche du suivant. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévention valable est la construction parasismique c'est-à-dire construire de manière telle que les bâtiments même endommagés ne s'effondrent pas.

Chapitre II
Prédimensionnement
des éléments

Chapitre III

Calcul des éléments

III.1-Introduction :

Dans ce chapitre on va procéder au calcul des éléments secondaires qui n'ont pas une fonction de contreventement et qui sont :

- Les planchers.
- Les escaliers.
- L'acrotère.
- La dalle salle machine.

III.2-Calcul des planchers :

Nos planchers sont en corps creux d'épaisseur (20+4) reposant sur des poutrelles préfabriquées.

III.2.1-Ferraillage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de '4cm' d'épaisseur. Elle sera armée d'un treillis soudé de nuance (TLE520, $\Phi \leq 6\text{mm}$) dont les dimensions des mailles seront au plus égales aux valeurs indiquées par le **BAEL91 (Art B.6.8 ,423)**.

- 20cm (5p.m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles (nervures).
- 33cm (3p.m) pour les armatures parallèles aux poutrelles (nervures).

Le ferraillage est donné par les formules ci après :

▪ Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times L}{f_e} = 0.5\text{cm}^2$$

L : distance entre axe des poutrelles (50cm < L < 80cm). On prend L=65cm.

Soit : $A_{\perp} = 6\phi 5 = 1.11 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Avec un espacement $e = 20\text{cm}$.

▪ Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.55\text{cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 6\phi 5 = 1.11 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $e = 20\text{cm}$.

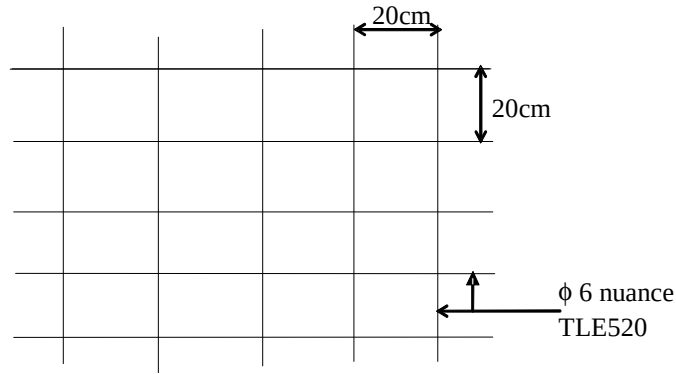


Figure III.1 : Treillis soudés (200x200).

III.2.2-Calcul des poutrelles (nervures) :

▪ Largeur de la table de compression :

La largeur efficace de la dalle de compression est donnée par la valeur limite de ces trois valeurs suivantes :

$$-b_1 \leq \frac{l-b_0}{2} = \frac{65-12}{2} = 26.5\text{cm}$$

$$-b_1 \leq \frac{l_1}{10} = \frac{495}{10} = 49.5\text{cm.}$$

$$-b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2} = 165\text{cm.}$$

Avec :

l : distance entre axe des poutrelles.

l_1 : portée de la travée.

b : largeur de la table de compression.

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

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

H : hauteur totale du plancher.

Soit $b=2xb_1+b_0=2 \times 26.5+12=65\text{cm}$.

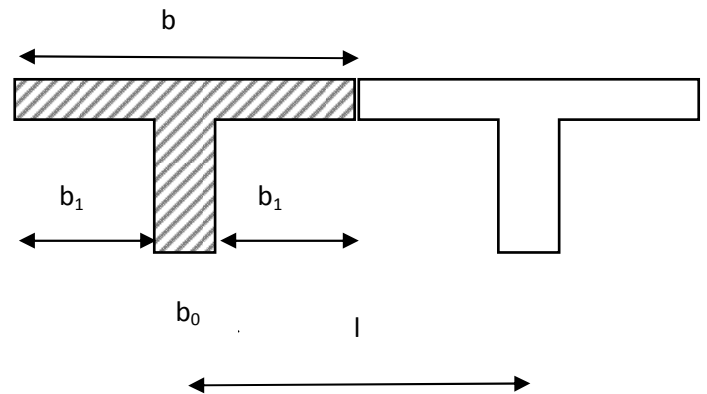


Figure III.2 : largeur de la dalle de compression.

▪ **Méthodologie de travail :**

➤ 1^{ère} étape : Avant coulage de la dalle de compression :

❖ **Combinaison de charge :**

$$A \text{ l'ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$A \text{ l'ELS} : q_s = G + Q$$

❖ **Calcul des efforts internes :**

A l'ELU :

✓ **Moment max en travée :** $M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} \text{ [kN.m]}$

✓ **Effort tranchant max :** $T_u = \frac{q_u \times l}{2} \text{ [kN]}$

A l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient (q_s / q_u).

❖ **Ferraillage :**

✓ **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

Si $\mu > \mu_r \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA).

Si $\mu < \mu_r \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA).

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Le coefficient β est donné en fonction de μ à partir des tableaux des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures de compression (à l'ELU et à l'ELS).

➤ **2^{ème} étape: Après coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle sera calculée comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis. Les charges et surcharges seront considérées uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles.

❖ **Choix de la méthode de calcul :**

• **Domaine d'application de la méthode forfaitaire :**

La méthode s'applique aux planchers à surcharges d'exploitation modérées (constructions courantes). La surcharge d'exploitation est plus égale à deux fois la charge permanente ou 5kN/m^2 c'est à dire : $Q \leq \max \{2G ; 5\text{kN/m}^2\}$.

• **Principe de la méthode :**

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

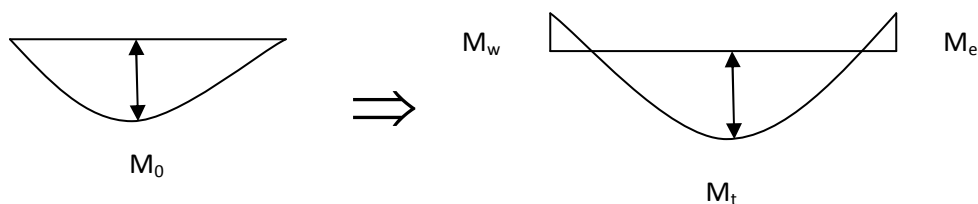


Figure III.3 : Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire).

• **Exposé de la méthode :**

- ✓ Le rapport (α) des charges d'exploitation sur la somme des charges permanentes et exploitation en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$, varie de 0 à 2/3 pour un plancher à surcharges d'exploitation modérées.
- ✓ En effet pour $Q=0 \rightarrow \alpha=0$ et pour $Q=2G \rightarrow \alpha=2/3$.

❖ **Moment fléchissant :**

- Le moment isostatique : $M_0 = \frac{qxl^2}{8}$

Avec :

- ✓ l : longueur de la travée entre nus d'appuis.
- ✓ q : charges uniformément réparties.
- Les valeurs de M_e , M_w , et M_t doivent vérifier les conditions suivantes :
 - ✓ $M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max (1.05M_0 ; <1+0.3 \alpha>M_0)$.

- ✓ $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$ (pour une travée intermédiaire).
- ✓ $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$ (pour une travée de rive).
- ✓ M_w et M_e sont les valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement.
- ✓ M_t : moment max en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée.
- La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :
 - ✓ $0.6M_0$ dans le cas d'une poutre à deux travées.
 - ✓ $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à deux travées ou plus.
 - ✓ $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées.
 - ✓ $0.3M_0$ pour les appuis de rive semi encastrés.

❖ **Efforts tranchants :**

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

l : longueur de la travée considérée.

$\theta(x)$: effort tranchant de la poutre isostatique.

M_i et M_{i+1} sont les moments aux appuis (i) et (i+1) en valeurs algébriques respectivement.

On aura :

$$T_w = \frac{q_u x l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}, \quad T_e = -\frac{q_u x l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

❖ **Ferraillage :**

- **Armatures longitudinales :**

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_o = b x h_o x f_{bu}$$

En travée : $\mu = \frac{M}{b x d^2 x f_{bu}}$

Aux appuis : $\mu = \frac{M}{b_o x d^2 x f_{bu}}$

$$A = \frac{M}{\beta_x d x \sigma_s}$$

- **Armatures transversales :**

$$\varphi_t = \text{Min} \left(\frac{h}{35}, \frac{b_o}{10}, \varphi_1 \right)$$

- **Espacement des armatures :**

$$S_t \leq \text{Min} (0.9d, 40\text{cm})$$

III.2.3-Calcul à l'ELU :

- ✓ **Poids propre :** $G_1 = (0.05 \times 0.12) \times 25 = 0.15 \text{ kN/ml}$.
- ✓ **Poids du corps creux :** $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ kN/ml}$.
- ✓ **Surcharge de l'ouvrier :** $Q = 1 \text{ kN/ml}$.

➤ 1^{ère} étape : Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux ainsi que la surcharge due au poids de l'ouvrier.

Le calcul sera fait sur la travée la plus défavorable.

❖ Combinaison de charge :

$$G = G_1 + G_2 = 0.77 \text{ kN/ml}$$

$$q_u = 2.54 \text{ kN/ml}$$

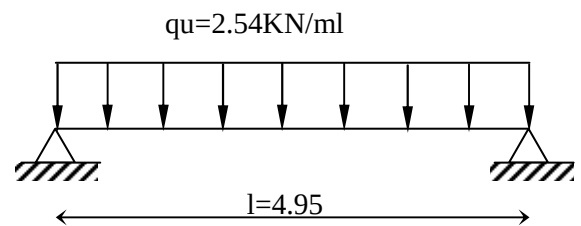


Figure III.4 : Schéma statique de la poutrelle.

❖ Ferrailage à l'ELU :

- ✓ **Moment max en travée :** $M_u = 6.28 \text{ kN.m}$
- ✓ **Effort tranchant max :** $T = 5.65 \text{ kN}$.

Calcul des armatures :

$$b = 12 \text{ cm} ; h = 5 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ; d = h - c = 3 \text{ cm (hauteur utile)}$$

$$\mu_b = \frac{6.28 \times 10^3}{12 \times 14.2 \times 3^2} = 4.029 \gg 0.392 \Rightarrow \text{La section est doublement armée (SDA).}$$

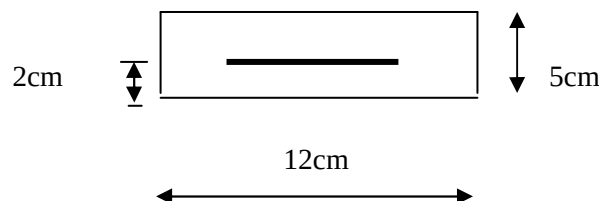


Figure III.5 : Coupe transversale de la nervure.

Conclusion :

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir un étayage pour permettre à la poutrelle de supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression et à ce que les armatures comprimées ne soient pas nécessaires.

➤ **2^{ème} étape: après coulage de la dalle de compression (étage courant) :**

- Poids du plancher : $G=5.3 \times 0.65=3.445 \text{ kN/ml}$.
- Surcharge d'exploitation : $Q=1.50 \times 0.65=0.97 \text{ kN/ml}$.

✓ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

- $2G=2 \times 5.3=10.6 \text{ kN/m}^2$

$$Q=1.5 \text{ kN/m}^2 < 10.6 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées Condition vérifiée.

- Les portées successives des différentes travées sont dans un rapport entre 0.8 et 1.25.
 $0.80 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} \leq 1.25$

On a deux cas de travées successives: $l=4.95 \text{ m}$ et $l=4.45$

- $0.8 \leq \frac{4.95}{4.45} = 1.11 < 1.25 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$
- $0.8 < \frac{4.45}{4.45} = 1 < 1.25 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$
- $0.8 < \frac{4.45}{4.95} = 0.89 < 1.25 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$
- La fissuration est non préjudiciable.....Condition vérifiée.

Vu la satisfaction de toutes les conditions, on conclue que la méthode forfaitaire est applicable.

Dans notre cas, on a une poutre reposant sur 14 appuis, comme présentée dans la figure (III-6)

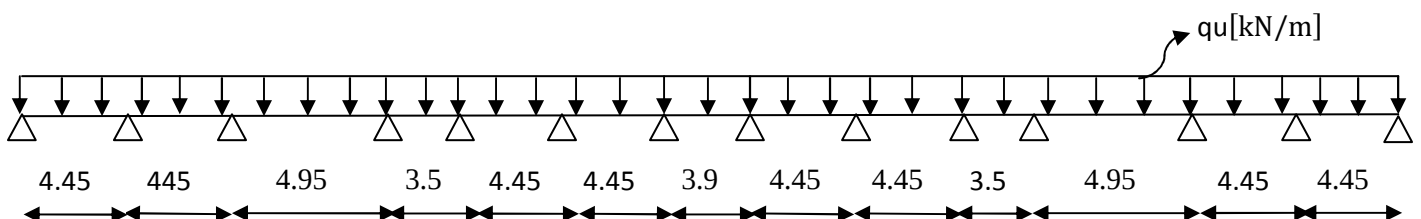


Figure III.6: Schéma statique.

1-Calcul du rapport de charge(α) et des fonctions $f(\alpha)$:

$$\alpha = \frac{0.97}{0.97+3.45} = 0.221 + 0.3\alpha = 1.066 > 1.05$$

$$\frac{1+0.3 \alpha}{2} = 0.53 \quad \frac{1.2+0.3 \alpha}{2} = 0.633$$

2-Combinaisons de charge : $G=3.445\text{kN/ml}$, $Q=0.97\text{kN/ml}$.

ELU: $q_u= 6.10\text{kN/ml}$. **ELS:** $q_s= 4.41\text{kN/ml}$.

3-Calcul des moments fléchissant à l'ELU :

- **Moment isostatique :**

$$M_{01}= M_{02}= M_{05}= M_{06}= M_{08}= M_{09}= M_{12}=M_{13}=6.10 \times \frac{4.45^2}{8} = 15.09\text{kN/ml}.$$

$$M_{03}=M_{11}= 6.10 \times \frac{4.95^2}{8} = 18.68\text{kN/ml}.$$

$$M_{04}=M_{10}= 6.10 \times \frac{3.5^2}{8} = 9.34\text{kN/ml}.$$

$$M_{07}= 6.10 \times \frac{3.9^2}{8} = 11.59\text{kN/ml}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_A=M_N=-0.3 \times 15.09= -4.53\text{kN.m}$$

$$M_D= M_K=-0.4 \times 9.34= -3.74\text{kN.m}$$

$$M_B=M_M=-0.5 \times 15.09= -7.54\text{kN.m}$$

$$M_E= M_F= M_I= M_J= -0.4 \times 15.09= -6.03\text{kN.m}$$

$$M_C=M_L= -0.4 \times 18.68= -7.47\text{kN.m}$$

$$M_G= M_H=-0.4 \times 11.59= -4.64\text{kN.m}$$

- **Moments en travées :**

Travée	Mt[kN. m]	Mt max [kN. m]
AB et MN	10.05	10.05
	9.55	
BC et LM	8.58	8.58
	8.00	
CD et KL	14.31	14.31
	9.90	
DE et JK	5.07	5.07
	4.95	
EF et IJ	10.05	10.05
	8.00	
FG et HI	10.75	10.75
	8.00	
GH	7.71	7.71
	6.14	

Tableau III.1 : Moments fléchissant en travées à l'ELU (étage courant).

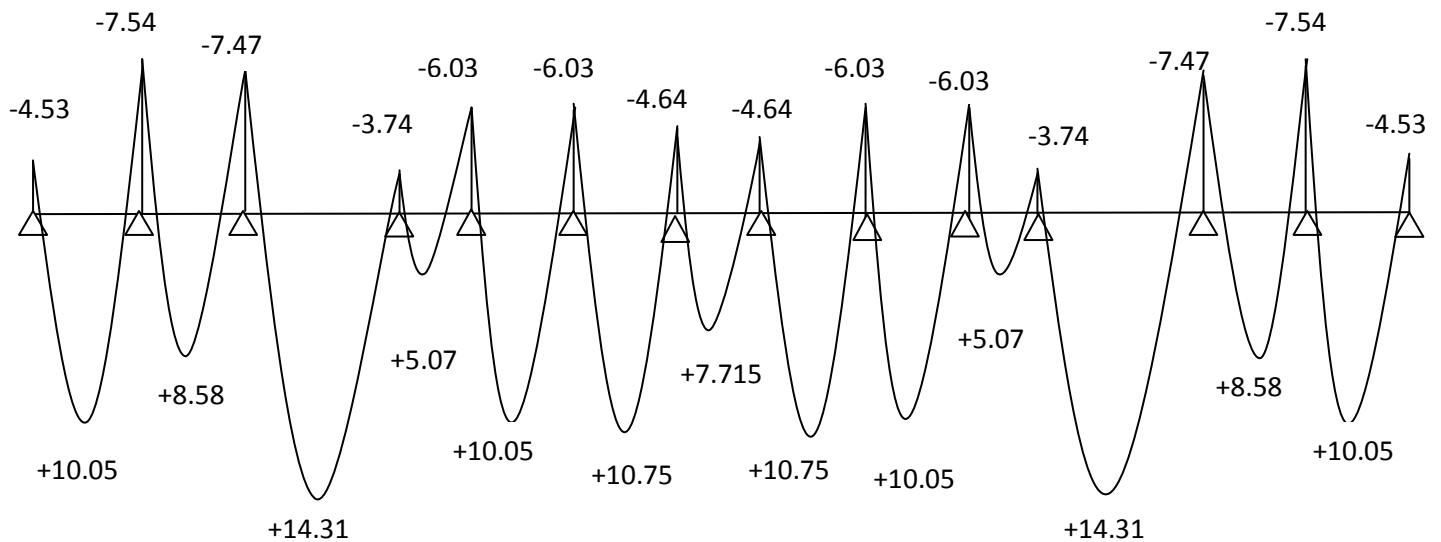


Figure III.7 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

4-Calcul des efforts tranchants :

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Travée	Tw[kN]	Te [kN]
AB	12.89	-14.24
BC	13.58	-13.55
CD	15.85	-14.34
DE	10.02	-11.33
EF	13.57	-13.57
FG	13.88	-13.26
GH	11.89	-11.89
HI	13.26	-13.88
IJ	13.57	-13.57
JK	11.33	-10.02
KL	14.34	-15.85
LM	13.55	-13.58
MN	14.24	-12.89

Tableau III.2 : Efforts tranchants à l'ELU (étage courant).

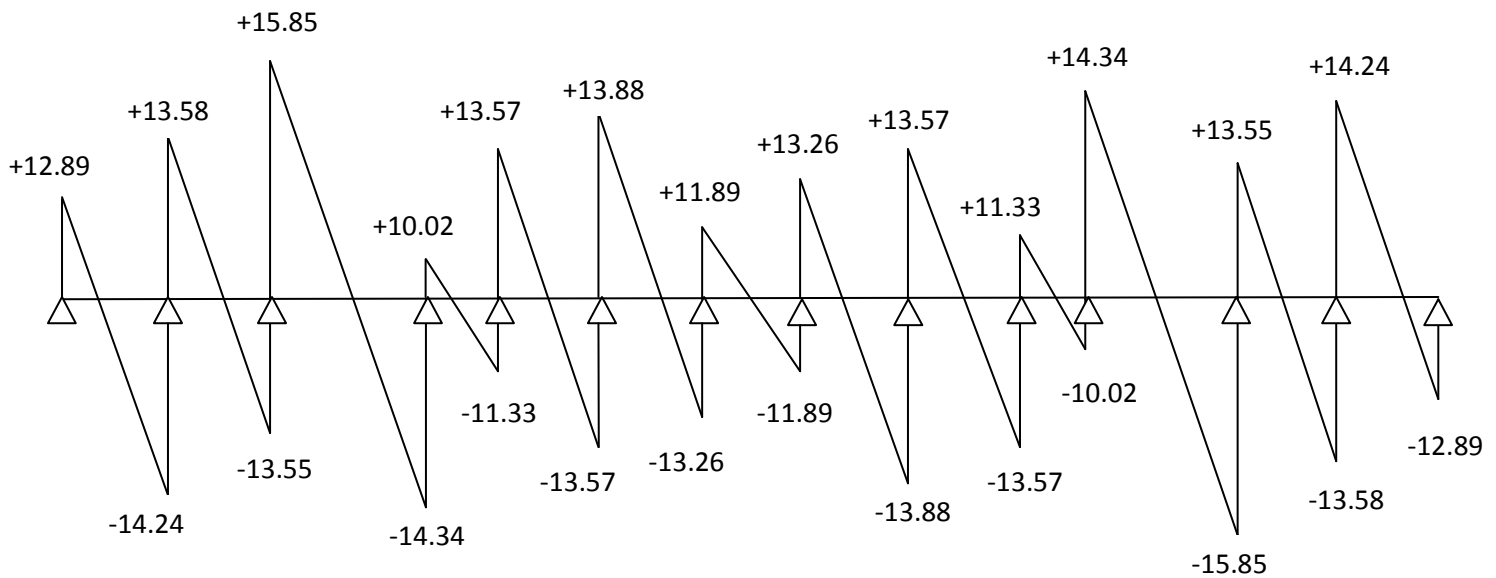


Figure III.8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (kN).

❖ Ferrailage à l'ELU:

La poutrelle sera calculée comme une section en (T) avec les caractéristiques géométriques suivantes :

$b = 65\text{cm}$; $b_0 = 12\text{cm}$; $h = 25\text{cm}$; $h_0 = 4\text{cm}$; $c = 3\text{cm}$; soit $d = 18\text{cm}$

Nous allons considérer uniquement les moments max :

- En travées : $M_t = 14.31\text{kN.m}$
- Sur appuis : $M_a = 7.54\text{kN.m}$

-Armatures longitudinales :

✓ En travées :

Le moment équilibré par la table de compression : $M_o = 71.53\text{kN.m}$

$M_o > M_u \rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression, nous aurons à calculer une section rectangulaire ($b \times h$) cm^2 .

✓ Aux appuis :

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$) cm^2 .

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	μ	β	Nature de la section	A [cm ²]	A adoptée [cm ²]
En travée	0.048	0.975	SSA	2.34	3HA10=2.35
Aux appuis	0.136	0.927	SSA	1.30	2HA10=1.57

-Armatures transversales :(Art A.7.2.2/BAEL91)

$$\phi_t = \text{Min}\left(\frac{21}{35}, \frac{12}{10}, 1\right) = 0.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 1\text{HA}8 = 1.00 \text{ cm}^2.$$

-Espacement des armatures :(Art A.5.1.22BAEL91)

$$S_t \leq \text{Min}(16.2, 40 \text{ cm}) = 16.2$$

$$\text{Soit : } S_t = 16 \text{ cm.}$$

III.2.4 -Vérification à l'ELU :

✓ **Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL99)**

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

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

▪ **En travée :**

$$A_t = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Aux appuis :**

$$A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification au cisaillement : (Art A.5.1.211/BAEL91)**

Nous avons des fissurations peu nuisibles.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_d}; 5 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \overline{\tau_u} = \min \left\{ 3.33; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$V_u^{\max} = 15.85 \text{ kN.}$$

$$\tau_u = \frac{15.85 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.73 \text{ MPa}$$

$$0.73 < 3.33 \rightarrow \text{pas de risque au cisaillement,} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entrainement : (Art A 6.1.3/BAEL91)**

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28}$ avec Ψ_s : Coefficient de scellement = 1.5 pour HA.

$$\Rightarrow \overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum u_i}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

▪ **Aux appuis :**

$$\sum u_i = 2 \times 3.14 \times 10 = 62.8 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{15.85 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62.8} = 1.56 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} \text{ Pas de risque d'entraînement des barres.....Condition vérifiée.}$$

✓ **Longueur de scellement droit :(Art A.6.1 ,221/BAEL/91)**

$$\tau_s = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.52 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \Phi f_e / 4 \tau_s = 1 \times 400 / 4 \times 2.835 = 35.27 \text{ cm. On prend } l_s = 40 \text{ cm}$$

$$\text{La longueur d'ancrage mesurée hors crochets: } L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm.}$$

✓ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :(Art A5.1.313 BAEL/91)**

-Appuis de rive :

$$\frac{V_u}{b_0 \times 0.9 \times d} = \frac{12.89 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 0.66 \text{ MPa.}$$

$$\frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa.}$$

$$0.66 < 13.33 \text{ Condition vérifiée.}$$

-Appuis intermédiaires :

Si $M_u^{\max} < (0.9 \times T_u \times d)$, on doit prolonger les armatures en travées au delà des appuis et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à $V_u + \frac{M_u}{0.9d}$.

$$0.9 \times d \times V_u = 0.9 \times 0.18 \times 15.85 = 2.57 \text{ kN.m}$$

$$M_u = 14.31 > 2.57 \text{ kN.m}$$

➤ Les armatures calculées sont suffisantes.

✓ Section minimale d'armatures inférieures sur appuis :

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times V_u \rightarrow A_s = \frac{1.15}{400} \times 14.24 = 0.045 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 1.57 > 0.045 \text{ cm}^2.$$

✓ Contrainte minimale de compression sur appuis :

$$\sigma_{mb} = \frac{V_u}{b_0 \times 0.9 \times d} \leq \frac{1.3 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{1.3 \times 25}{1.5} = 21.6 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{mb} = \frac{14.24 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 0.815 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{mb} = 0.815 < 21.6 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.5-Calcul à l'ELS :

III.2.5.1-Combinaison de charges :

$$q_s = 4.42 \text{ kN/ml}$$

$$\text{On a : } q_u = 6.10 \text{ kN, le rapport } \frac{q_s}{q_u} = 0.724.$$

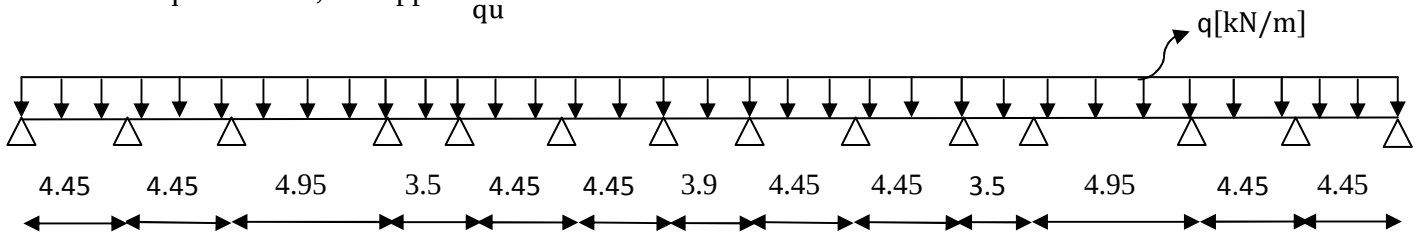


Figure III.9: Schéma statique

III.2.5.2- Efforts internes à l'ELS

A-Moments sur appuis :

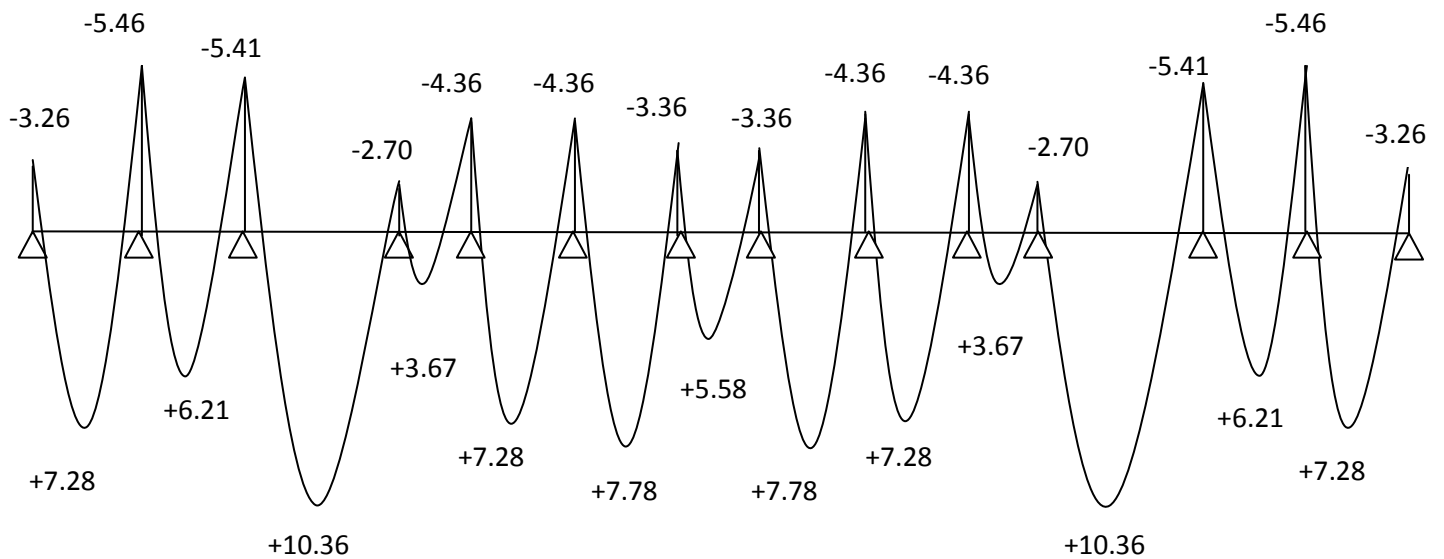
$$M_A = M_N = -3.26 \text{ kN.m.} \quad M_D = M_K = -2.71 \text{ kN.m.}$$

$$M_B = M_M = -5.46 \text{ kN.m.} \quad M_E = M_F = M_I = M_J = -4.36 \text{ kN.m.}$$

$$M_C = M_L = -5.41 \text{ kN.m.} \quad M_G = M_H = -3.36 \text{ kN.m.}$$

B-Moments en travées :

Travée	Mt[kN. m]	qs/qu	Mt x qs/qu[kN. m]
AB et MN	10.05	0.724	7.28
BC et LM	8.58	0.724	6.21
CD et KL	14.31	0.724	10.36
DE et JK	5.07	0.724	3.67
EF et IJ	10.05	0.724	7.28
FG et HI	10.75	0.724	7.78
GH	7.71	0.724	5.58

Tableau III.3 : Moments fléchissant en travées à l'ELS (étage courant).**Figure III.10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.**

III.2.5.3-Calcul des efforts tranchants :

$$T_s = T_u \times 0.724$$

Travée	Tw [kN]	Te [kN]	qs/qu	Tw x qs/qu[kN]	Te x qs/qu[kN]
AB	12.89	-14.24	0.724	9.33	-10.31
BC	13.58	-13.55	0.724	9.83	-9.81
CD	15.85	-14.34	0.724	11.47	-10.38
DE	10.02	-11.33	0.724	7.25	-8.20
EF	13.57	-13.57	0.724	9.82	-9.82
FG	13.88	-13.26	0.724	10.05	-9.60
GH	11.89	-11.89	0.724	8.61	-8.61
HI	13.26	-13.88	0.724	9.60	-10.05
IJ	13.57	-13.57	0.724	9.82	-9.82
JK	11.33	-10.02	0.724	8.20	-7.25
KL	14.34	-15.85	0.724	10.38	-11.47
LM	13.55	-13.58	0.724	9.81	-9.83
MN	14.24	-12.89	0.724	10.31	-9.33

Tableau III.4: Efforts tranchants à l'ELS (étage courant).

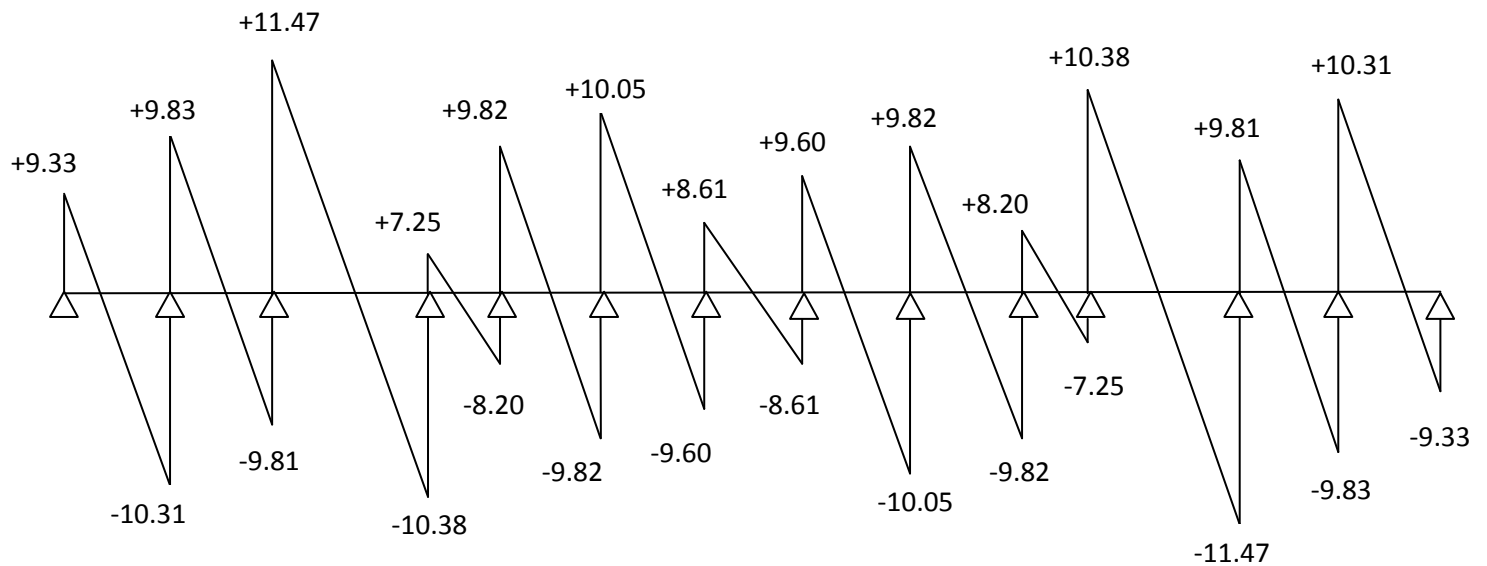


Figure III.11: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (kN).

III.2.6-Vérification à l'ELS :**✓ État limite d'ouverture des fissures :**

Les fissurations étant peu nuisibles $\Rightarrow$ Aucune vérification n'est à effectuer.

✓ Vérification des contraintes: (Art A.4.5.2/BAEL 91)**➤ Dans le béton :**

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

➤ Dans l'acier :

On doit vérifier : $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$.

	$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$	β_1	K_1	$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d} [\text{MPa}]$	$\overline{\sigma}_s [\text{MPa}]$	$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} [\text{MPa}]$	$\overline{\sigma}_{bc} [\text{MPa}]$	vérification
En travée	1.09	0.856	19.72	286.12	348	14.51	15	Vérifiée
Aux appuis	0.73	0.876	25.32	220.55	348	8.71	15	Vérifiée

✓ Etat limite de déformation:(Art B.6.5.1/BAEL91)

Il ne sera pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ h : hauteur de la section est égale à 25 cm.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10 M_0}$ L : portée libre est égale à 495 cm.
- $\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ A : section des armatures tendues.

M_{st} : moment fléchissant max en travée.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{25}{495} = 0.051 \\ \frac{1}{16} = 0.062 \end{array} \right. \quad \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

✓ Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \overline{f} \quad \text{Avec} \quad \overline{f} = \frac{l}{500} = \frac{4950}{500} = 9.9 \text{ mm}$$

Avec :

$\overline{f}$: La flèche admissible

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa}$$

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

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

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

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

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

B_0 : section homogénéisée.

$$y_1 = \frac{b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A_{st} \times d}{b_0 h \times (b - b_0) h_0 + 15 A_{st}}$$

$$y_1 = \frac{12 \times \frac{21^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{5^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 18}{12 \times 21 + (65 - 12) \times 5 + 15 \times 2.35} = 7.14 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 21 - 7.14 = 13.86 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{12 \times (7.14^3 + 13.86^3)}{3} + (65 - 12) \times 5 \left[\frac{5^2}{12} + (7.14 - \frac{5}{2})^2 \right] + 15 \times 2.35 \times (13.86 - 3)^2 = 63511.56 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

✓

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.011$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b})\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 12}{65}) \times 0.011} = 1.49$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho \times \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right\} = \max \{0.789; 0\} = 0.789$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 63511.56}{1 + 1.49 \times 0.789} = 32111.78 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{10.36 \times 4.95^2}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 32111.78 \times 10^{-8}} = 0.0073 \text{ m} = 7.30 \text{ mm} < \bar{f} = 9.9 \text{ mm} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

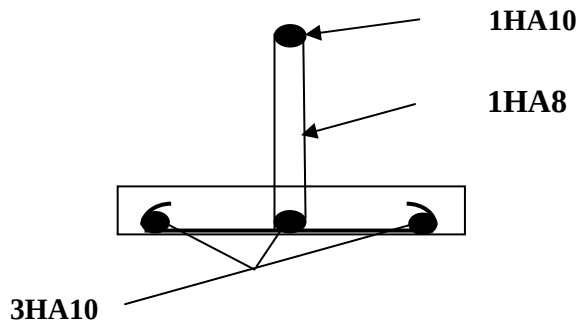


Figure III.12 : Ferrailage de la poutrelle.

➤ **Après coulage de la dalle de compression (étage commercial) :**

On adoptera le même dimensionnement des poutrelles que celles du plancher d'étage courant.

✓ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

$$Q = 3.5 \text{ kN/m}^2 < 10.6 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

La méthode forfaitaire est applicable.

▪ **Combinaison de charges :**

$$G = 3.45 \text{ kN/ml} \quad , \quad Q = 2.27 \text{ kN/ml}$$

- **A l'ELU:** $q_u = 8.06 \text{ kN/ml}$.

- **A l'ELS:** $q_s = 5.72 \text{ kN/ml}$.

▪ **Calcul du rapport de charge (α) et des fonctions $f(\alpha)$:**

$$\alpha = 0.397 \quad 1 + 0.3\alpha = 1.11 > 1.05$$

$$\frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.559 \quad \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.659$$

❖ **Calcul des moments fléchissant à l'ELU :**

• **Moments isostatiques :**

$$M_{01} = M_{02} = M_{05} = M_{06} = M_{08} = M_{09} = M_{12} = M_{13} = 19.95 \text{ kN/ml.}$$

$$M_{03} = M_{11} = 24.68 \text{ kN/ml.}$$

$$M_{04} = M_{10} = 12.34 \text{ kN/ml.}$$

$$M_{07} = 15.32 \text{ kN/ml}$$

• **Moments sur appuis :**

$$M_A = M_N = -5.98 \text{ kN.m} \quad M_D = M_K = -4.94 \text{ kN.m}$$

$$M_B = M_M = -9.97 \text{ kN.m} \quad M_E = M_F = M_I = M_J = -7.98 \text{ kN.m}$$

$$M_C = M_L = -9.87 \text{ kN.m} \quad M_G = M_H = -6.13 \text{ kN.m}$$

- Moments en travées :

Travée	Mt[kN. m]	Mt max [kN. m]
AB	14.17	14.17
	13.15	
BC	12.22	12.22
	11.15	
CD	20.00	20.00
	13.80	
DE	7.24	7.24
	6.90	
EF	14.16	14.16
	11.15	
FG	15.09	15.09
	11.15	
GH	10.87	10.87
	8.56	
HI	15.09	15.09
	11.15	
IJ	14.16	14.16
	11.15	
JK	7.24	7.24
	6.90	
KL	20.00	20.00
	13.80	
LM	12.22	12.22
	11.15	
MN	14.17	14.17
	13.15	

Tableau III.5: Moments fléchissant en travées à l'ELU (étage commercial).

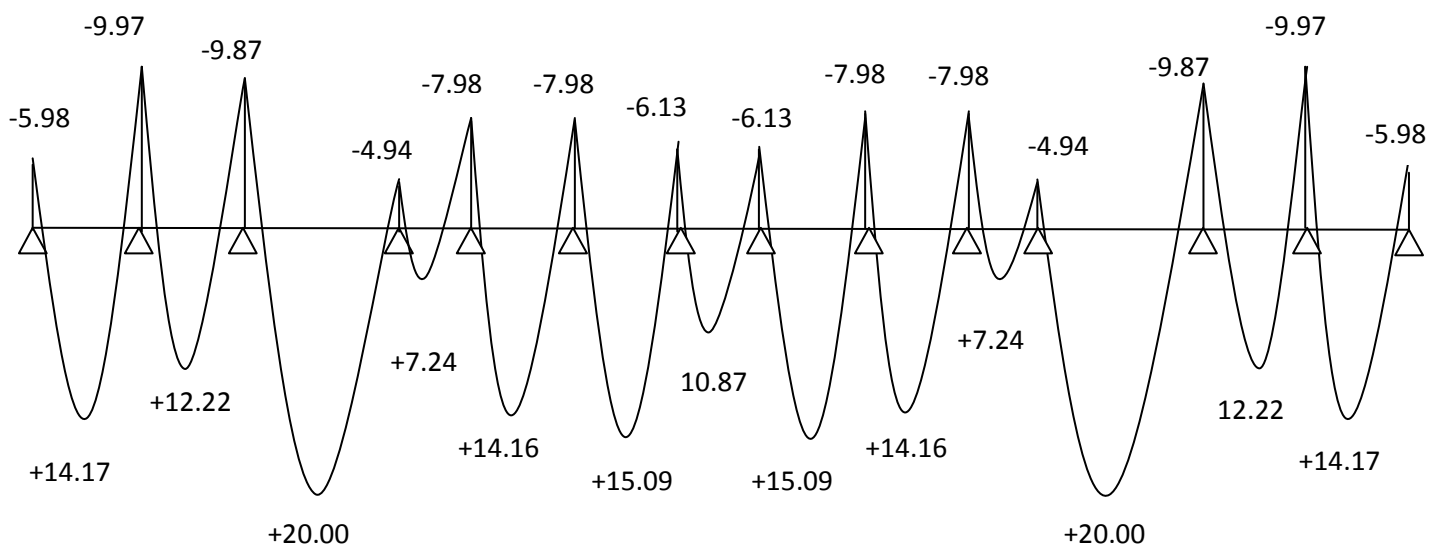


Figure III.13: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

❖ Calcul des efforts tranchants :

Travée	Tw[KN]	Te [KN]
AB	17.03	-18.82
BC	17.95	-17.91
CD	20.94	-18.95
DE	13.23	14.97
EF	17.93	-17.93
FG	18.34	-17.51
GH	15.72	-15.72
HI	17.51	-18.34
IJ	17.93	-17.93
JK	14.97	-13.23
KL	18.95	-20.94
LM	17.91	-17.95
MN	18.82	-17.03

Tableau III.6: Efforts tranchants à l'ELU (étage commercial).

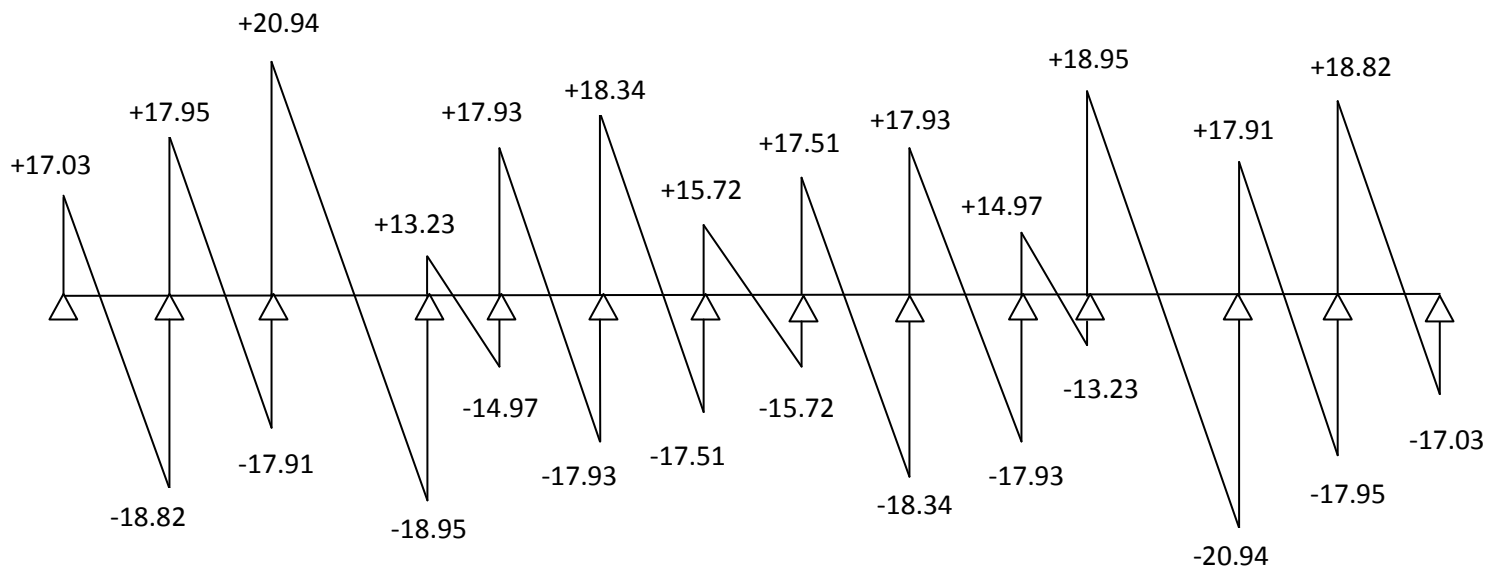


Figure III.14: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (kN).

❖ Ferrailage à l'ELU:

Nous allons considérer uniquement les moments max :

- En travées : $M_u = 20.00 \text{ kN.m}$
- Sur appuis : $M_a = 9.97 \text{ kN.m}$

➤ **Armatures longitudinales :**

-**En travées :** le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = 71.53 \text{ kN.m}$$

$M_0 > M_u \rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression, nous aurons à calculer une section rectangulaire ($b \times h$) cm^2 .

- **Aux appuis :**

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

	μ	β	Nature de la section	A [cm^2]	A adoptée [cm^2]
En travée	0.066	0.966	SSA	3.30	3HA12=3.39
Aux appuis	0.180	0.900	SSA	1.76	2HA12=2.26

➤ **Armatures transversales :(Art A.7.2.2/BAEL91)**

$$\varphi_t = 0.6 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 1\text{HA}8 = 1.00 \text{ cm}^2.$$

➤ **Espacement des armatures :(Art A.5.1.22/BAEL91)**

$$S_t = 16 \text{ cm}.$$

III.2.4-Vérification à l'ELU :

✓ **Condition de non fragilité :(Art A.4.2.1/BAEL99)**

$$A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

▪ **En travée :**

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Sur appuis :**

$$A_a = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.52 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification au cisaillement :(Art A.5.1.211/BAEL91)**

Nous avons des fissurations peu nuisibles.

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$V_u^{\max} = 20.94 \text{ kN}.$$

$$\tau_u = 0.97 \text{ MPa}$$

$$0.97 < 3.33 \rightarrow \text{pas de risque au cisaillement} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :(Art A 6.1.3/BAEL91)**

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{20.94 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 50.24} = 2.57 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} \quad \text{Pas de risque d'entraînement des barres.....Condition vérifiée.}$$

✓ **Longueur de scellement droit :(Art A.6.1 ,221/BAEL/91)**

$$\tau_s = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \Phi_{fe} / 4 \tau_s = 1 \times 400 / 4 \times 2,835 = 35.27 \text{ cm. On prend } l_s = 40 \text{ cm}$$

$$\text{La longueur d'ancrage mesurée hors crochets: } L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm.}$$

✓ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :(Art A5.1.313 BAEL/91)**

▪ **Appuis de rive :**

$$\sigma_{mb} = \frac{V_u}{b_0 \times 0.9 \times d} = 0.87 \text{ MPa.}$$

$$0.87 < 13.33 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\overline{\sigma_{mb}} = \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa.}$$

▪ **Appuis intermédiaires :**

$$0.9 \times d \times V_u = 3.39 \text{ kN.m}$$

$$M_u = 20.00 > 3.05 \text{ kN.m}$$

✓ **Section minimale d'armatures inferieures sur appuis :**

$$A_s = 2.26 > \frac{\gamma_s}{f_e} \times V_u = 0.060 \text{ cm}^2.$$

Les armatures calculées sont suffisantes.

✓ **Contrainte minimale de compression sur appuis :**

$$\overline{\sigma_{mb}} = 21.6 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{mb} < 21.6 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{mb} = 1.077 \text{ MPa.}$$

III.2.5-Calcul à l'ELS :

III.2.5.1-Combinaison de charges : $q_s = 5.72 \text{ kN.}$

III.2.5.2-Les efforts internes à l'ELS : le rapport $\frac{q_s}{q_u} = 0.709$

A- Moments aux appuis :

$$M_A = M_N = -4.24 \text{ kN.m} \quad M_D = M_K = -3.50 \text{ kN.m}$$

$$M_B = M_M = -7.07 \text{ kN.m} \quad M_E = M_F = M_I = M_J = -5.66 \text{ kN.m}$$

$$M_C = M_L = -6.70 \text{ kN.m} \quad M_G = M_H = -4.35 \text{ kN.m}$$

B- Moments en travées:

Travée	Mt[kN. m]	qs/qu	Mt x qs/qu[kN. m]
AB	14.17	0.709	10.04
BC	12.22	0.709	8.66
CD	20.00	0.709	14.18
DE	7.24	0.709	5.13
EF	14.16	0.709	10.03
FG	15.09	0.709	10.67
GH	10.87	0.709	7.71
HI	15.09	0.709	10.67
IJ	14.16	0.709	10.03
JK	7.24	0.709	5.13
KL	20.00	0.709	14.18
LM	12.22	0.709	8.66
MN	14.17	0.709	10.04

Tableau III.7: Moments fléchissant en travées à l'ELS (étage commercial).

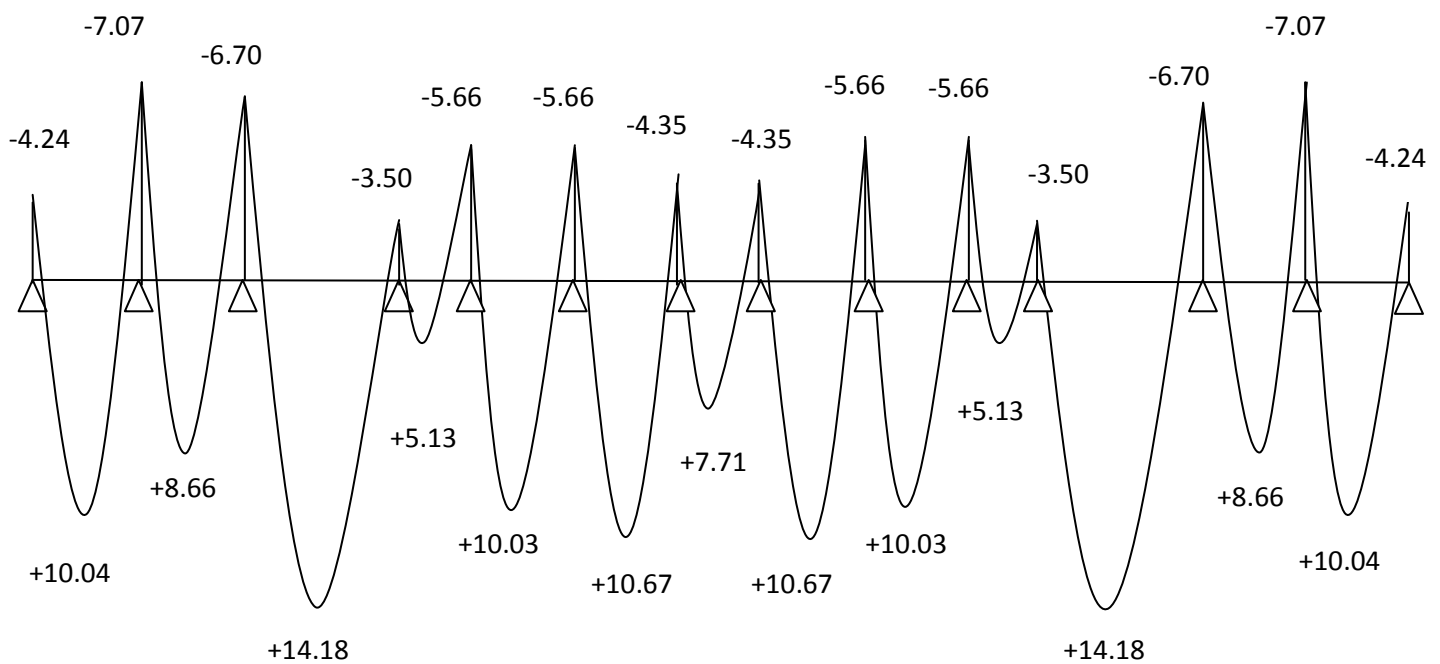


Figure III.15: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

III.2.5.3-Calcul des efforts tranchants :

Travée	Tw [kN]	Te [kN]	qs/qu	Tw x qs/qu[kN]	Te x qs/qu[kN]
AB	17.03	-18.82	0.709	12.07	-13.34
BC	17.95	-17.91	0.709	12.72	-12.70
CD	20.94	-18.95	0.709	14.84	-13.43
DE	13.23	-14.97	0.709	9.38	-10.61
EF	17.93	-17.93	0.709	12.71	-12.71
FG	18.34	-17.51	0.709	13.00	-12.41
GH	15.72	-15.72	0.709	11.14	-11.14
HI	17.51	-18.34	0.709	12.41	-13.00
IJ	17.93	-19.93	0.709	12.71	-14.13
JK	14.97	-13.23	0.709	10.61	-9.38
KL	18.95	-20.94	0.709	13.43	-14.84
LM	17.91	-17.95	0.709	12.70	-12.72
MN	18.82	-17.03	0.709	13.34	-12.07

Tableau III.8 : Efforts tranchants à l'ELS (étage commercial).

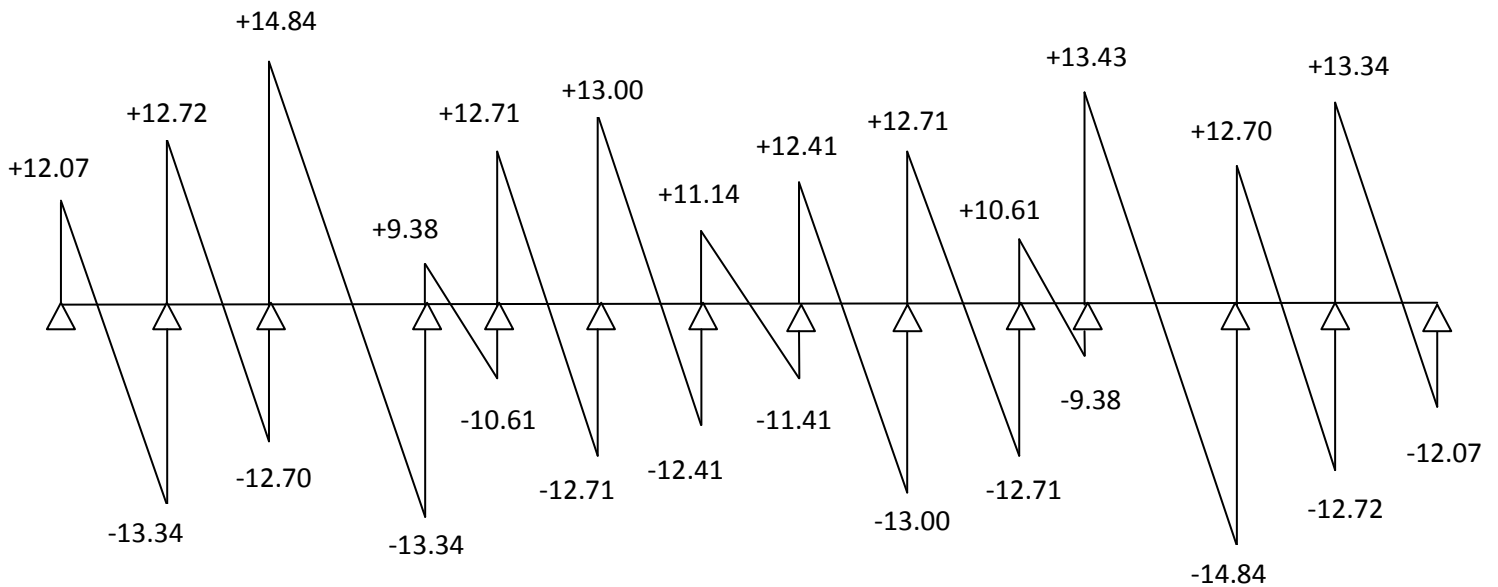


Figure III.16: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (kN).

III.2.6-Vérification à l'ELS :

✓ État limite d'ouverture des fissures :

Les fissurations étant peu nuisibles $\Rightarrow$ Aucune vérification n'est à effectuer.

✓ Vérification des contraintes dans le béton: (Art A.4.5.2/BAEL 91)

On doit vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$.

	$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$	β_1	K_1	$\frac{\sigma_s}{\beta_1 \times A_s \times d} [\text{MPa}]$	$\overline{\sigma_s} [\text{MPa}]$	$\frac{\sigma_{bc}}{K_1} [\text{MPa}]$	$\overline{\sigma_{bc}} [\text{MPa}]$	vérification
En travée	1.181	0.852	18.78	272.75	348	14.52	15	Vérifiée
Aux appuis	1.046	0.858	20.21	202.56	348	10.02	15	Vérifiée

✓ **Etat limite de déformation:(Art B.6.5.1/BAEL91)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{25}{495} = 0.051 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

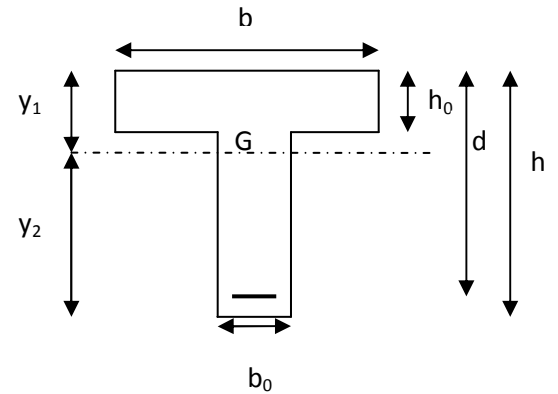


Figure III.17: Section de la poutelle.

✓ **Calcul de la flèche :**

$$\overline{f} = \frac{4950}{500} = 9.9\text{mm}$$

$$y_1 = 7.14\text{cm}$$

$$y_2 = 13.86\text{cm}$$

$$I_0 = 63511.56\text{cm}^4$$

✓ **Calcul des coefficients :**

$$\rho = 0.011$$

$$\lambda_v = 1.49$$

$$\mu = 0.743$$

$$I_{fv} = 33156.33\text{cm}^4$$

D'où la flèche :

$$f = 0.00968\text{m} = 9.68\text{mm} < \overline{f} = 9.9\text{mm}$$

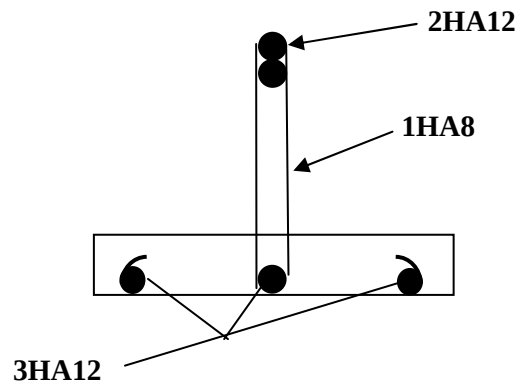


Figure III.18: Ferrailage de la poutelle.

III.3-Etude de l'escalier :

Un escalier est constitué d'une succession de gradins, permettant l'accès vertical entre deux niveaux différents de la structure, il est composé par :

- **La marche** : surface plane sur laquelle se pose le pied.
- **La contre marche** : partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h varie généralement entre 14 et 18 cm.
- **Le giron (g)** : distance en plan séparant deux contres marches successives.
- **La volée** : partie de l'escalier comprise entre deux paliers, sa longueur projetée est L_1 .
- **La pailasse** d'épaisseur ep : dalle en béton armé incorporant les marches et les contre marches.
- **L'embranchement** : représente la largeur de la marche.

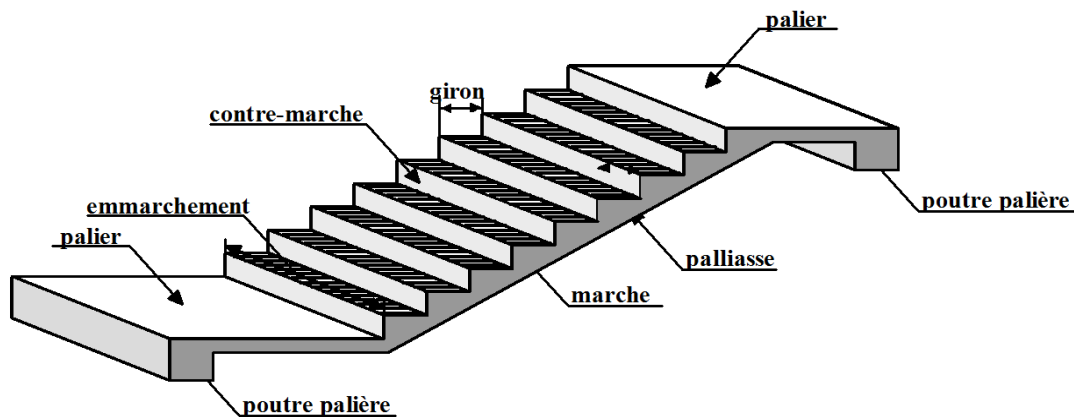


Figure III.19 : Coupe verticale d'un escalier.

III.3.1-Prédimensionnement de l'escalier :

- Notre projet contient des escaliers droits à deux volées et à trois volées.
- Le dimensionnement des marches et des contre marches sera fait à l'aide de la formule de BLONDEL, qui est donnée par :

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

Avec :

h : hauteur de la contre marche, avec : $14\text{ cm} \leq h \leq 18\text{cm}$.

g : largeur de la marche, avec : $28\text{ cm} \leq g \leq 32\text{cm}$.

Nous adoptons : $h=17\text{cm}$ et $g=30\text{cm}$.

❖ Détermination du nombre de marches et contre marches :

- Le nombre de contre marches est :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{408}{17} = 24 \text{ contre marches.}$$

H : hauteur du RDC et du 1^{er} étage.

- Le nombre de marches est :

$$n-1 = 24-1 = 23 \text{ marches}$$

Soit : 10 contre marches pour la 1ère volée et la troisième.

04 contre marches pour la volée intermédiaire.

H : hauteur de la volée : $H = 17 \times 10 = 170 \text{ cm}$.

L_1 : longueur projetée de la paillasse : $L_1 = 9 \times 30 = 270 \text{ cm}$.

L_2 : longueur du palier : $L_2 = L - L_1 = 175 \text{ cm}$.

- La pente de l'escalier :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{170}{270} = 0.629 \Rightarrow \alpha = 32.19^\circ$$

- La longueur de la paillasse :

$$L = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{270}{\cos 32.19} = 320 \text{ cm}.$$

- L'épaisseur de la paillasse:

$$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{320}{30} \leq ep \leq \frac{320}{20} \Rightarrow 10.67 \leq ep \leq 16.$$

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

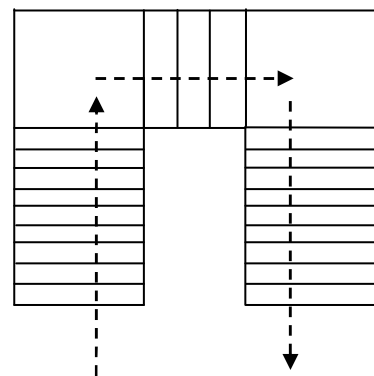
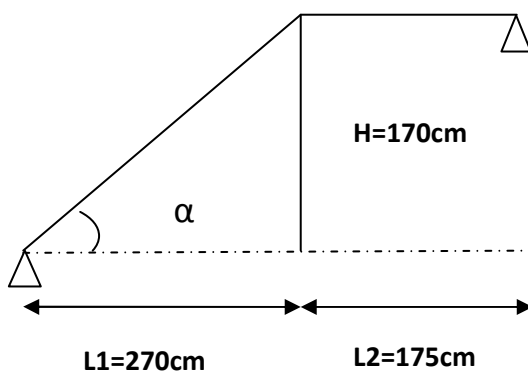


Figure III.20 : Vue en plan de l'escalier.

III.3.2-Détermination des sollicitations :

Le calcul se fera pour une bande de 1ml d'emmarchement et pour une bande de 1m de projection horizontale, ainsi l'escalier est assimilé à une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

❖ Charges permanentes et surcharges d'exploitation :

• La volée :

Elément	Epaisseur (cm)	Poids (kN/ml)
Les marches	17	$\frac{25 \times 0.17 \times 1}{2} = 2.125$
La paillasse	15	$\frac{25 \times 0.15 \times 1}{\cos 32.19} = 4.43$
Revêtement en carrelage	2	$22 \times 0.02 \times 1 = 0.44$
Mortier de pose	2	$22 \times 0.02 \times 1 = 0.44$
Couche de sable	2	$18 \times 0.02 \times 1 = 0.36$
Garde corps	/	0.2
Enduit de ciment	1.5	$22 \times 0.015 \times 1 = 0.33$
		Gv = 8.33
		Qv = 2.5

• Le palier :

Elément	Epaisseur (cm)	Poids (kN/ml)
paillasse	15	$25 \times 0.15 \times 1 = 3.75$
Revêtement en carrelage	2	$22 \times 0.02 \times 1 = 0.44$
Mortier de pose	2	$22 \times 0.02 \times 1 = 0.44$
Couche de sable	2	$18 \times 0.02 \times 1 = 0.36$
Garde corps	/	0.2
Enduit de ciment	1.5	$22 \times 0.015 \times 1 = 0.33$
		Gp = 5.52
		Qp = 2.5

❖ Combinaisons de charges :

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$ ELS : $q_s = G + Q$

	q_u [kN/ml]	q_s [kN/ml]
Volée	14.99	10.83
Palier	11.20	8.02

❖ Calcul à l'ELU :

▪ Etude de la 2^{ème} paillasse :

➤ Calcul des efforts internes :

• Réactions d'appuis :

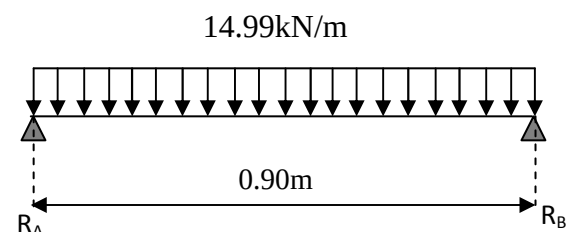
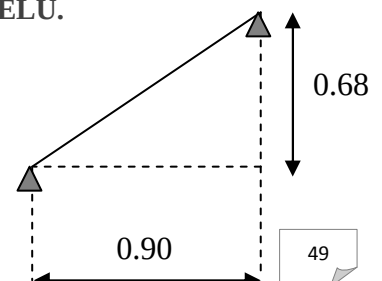
$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B - (14.99 \times 0.90) = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = (14.99 \times 0.90) = 13.49 \text{ kN.}$$

$$\Rightarrow R_A = 13.49 - R_B$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times 0.90 - 14.99 \times \frac{0.90}{2} \times 0.90$$

$$R_B = R_A = 6.74 \text{ kN.}$$

Figure III.21 : Schéma statique de la 2^{ème} paillasse à l'ELU.

- **Efforts tranchants et moments fléchissant :**

Tronçon : $0 \leq x \leq 0.90\text{m}$.

$$T_y(x) = -qu \cdot x + R_A$$

$$M_z(x) = -qu \cdot \frac{x^2}{2} + R_A \cdot x$$

Tronçon	X [m]	Ty [kN]	Mz [kN.m]
$0 \leq x \leq 0.90$	0	-6.74	0
	0.90	6.74	0

Tableau III.9 : Efforts tranchants et moments fléchissant de la 2^{ème} paillasse à l'ELU.

- **Calcul du moment max :**

Point du moment max : $\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -14.99 X + R_A = 0$

$$\Rightarrow X = \frac{R_A}{14.99} = \frac{6.74}{14.99} = 0.45 \text{ m}$$

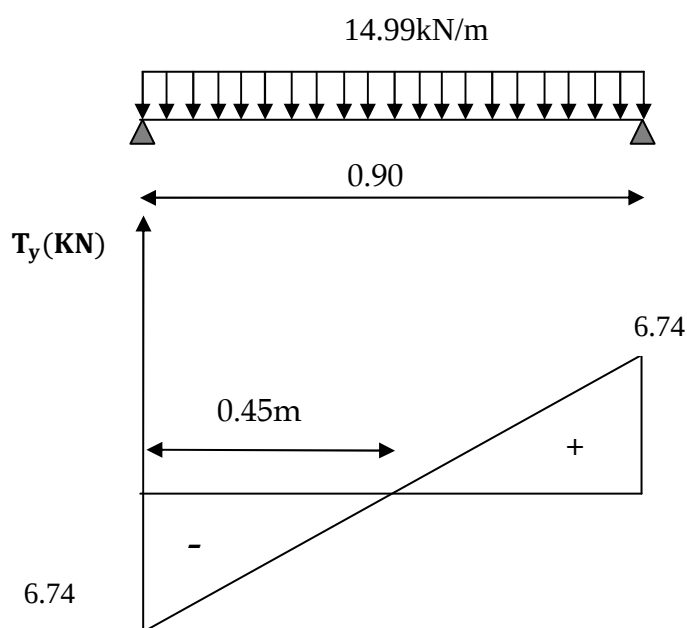
$$M_{\max} = 1.51 \text{ kN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on opte pour une correction à l'aide de coefficients réducteurs pour le moment max au niveau des appuis et en travées.

- Aux appuis : $-0.3M_{\max} = -0.3 \times 1.51 = -0.453 \text{ kN.m}$
- En travées : $0.85M_{\max} = 0.85 \times 1.51 = 1.28 \text{ kN.m}$

❖ **Diagramme des efforts internes :**



❖ Diagramme des moments fléchissant :

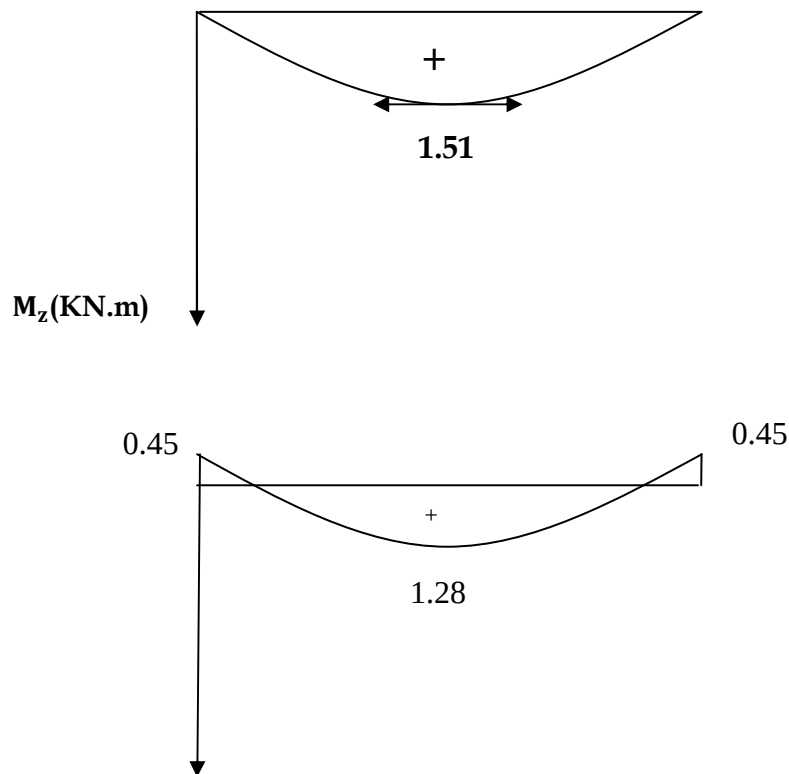


Figure III.22 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant de la 2^{ème} paillasse à L'ELU.

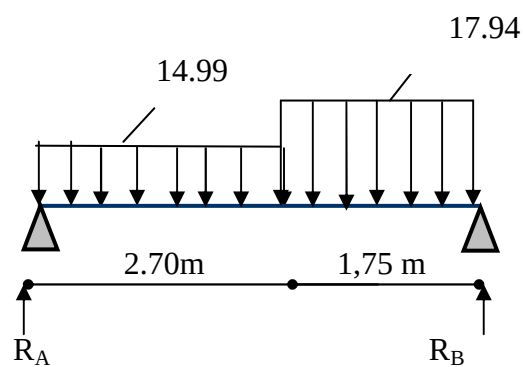
▪ Etude de la 1^{ère} paillasse :

Figure III.23 : Schéma statique de la 1^{ère} paillasse à l'ELU.

❖ Calcul à l'ELU :

$$R_A = 34.36 \text{ kN.}$$

$$R_B = 37.50 \text{ kN.}$$

Tronçon	X [m]	Ty [kN]	Mz [kN.m]
$0 \leq x \leq 2.7$	0	34.36	0
	2.7	-6.11	38.13
$0 \leq x \leq 1.75$	0	-37.5	0
	1.75	-6.11	38.13

Tableau III.10 : Efforts tranchants et moments fléchissant de la 1^{ère} paillasse à l'ELU.

• Calcul du moment max :

$$\text{Point du moment max : } \frac{dM(z)}{dx} = 0 \rightarrow x = 2.29 \text{ m.}$$

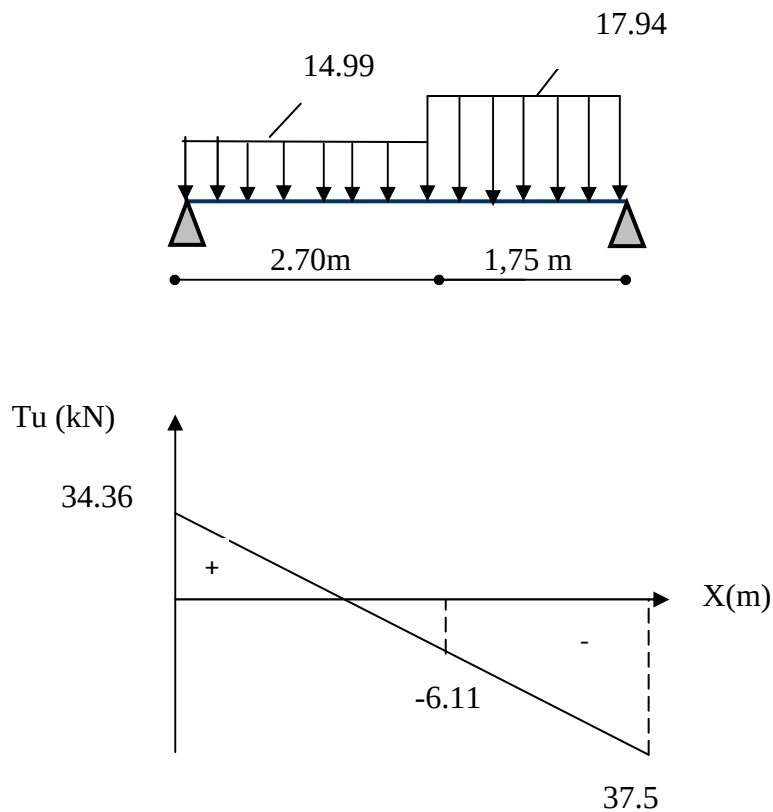
$$M_{\max} = 39.37 \text{ kN.}$$

Remarque :

$$\text{-Aux appuis : } -0.3M_{\max} = -0.3 \times 39.37 = 11.89 \text{ kN.m}$$

$$\text{-En travées : } 0.85M_{\max} = 0.85 \times 39.37 = 33.46 \text{ kN.m}$$

❖ Diagramme des efforts internes :



❖ diagrammes des moments fléchissant :

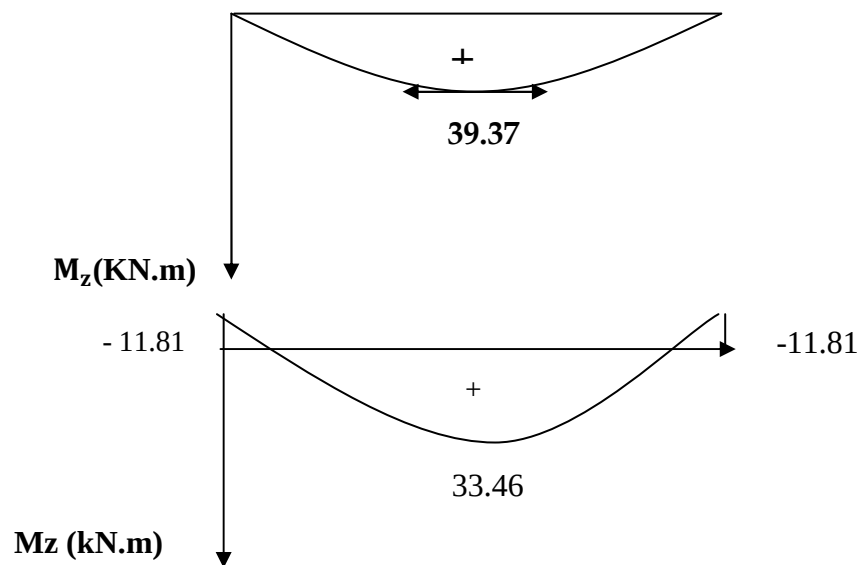


Figure III.24 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant de la 1^{ère} paillasse à l'ELU.

➤ Calcul des armatures :

▪ 1^{ère} paillasse :

• Ferrailage en travée :

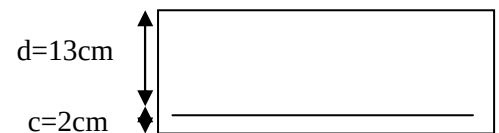
Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur soumise à la flexion simple

$$M_t = 33.46 \text{ kN.m}$$

-Armatures principales :

$$\mu_t = 0.138 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.925$$

$$A_t = 7.35 \text{ cm}^2$$



On opte pour une section 5HA14 = 7.69 cm² avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

-Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.92 \text{ cm}^2$$

Soit une section de 5HA8 = 2.51 cm² avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

• Ferrailage aux appuis :

$$M_a = 11.81 \text{ kN.m}$$

-Armatures principales :

$$\mu_a = 0.049 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.979.$$

$$A_a = 2.66 \text{ cm}^2$$

Soit une section de 5HA12 = 5.65 cm² avec un espacement $S_t = 25$ cm.

-Armatures de répartition :

$$A_r = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit une Section de 5HA8 = 2.51 cm² avec un espacement $S_t = 25$ cm.

▪ **2ème paillasse:**

	M_t (kN.m)	μ_t	β	A_a (cm ²)	Ferraillage	es (cm)	A_r (cm ²)	Ferraillage	es (cm)
En travées	1.28	0.006	0.997	3.93	5T10	25	2.51	5T8	25
Aux appuis	0.46	0.002	0.999	3.93	5T10	25	2.51	5T8	25

III.3.3-Vérification à l'ELU

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

o **1^{ère} paillasse:**

$$A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 < (A_t = 7.69 \text{ cm}^2, A_a = 5.65 \text{ cm}^2) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

o **2^{ème} paillasse :**

$$A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 < (A_t = 3.93 \text{ cm}^2, A_a = 3.93 \text{ cm}^2) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Espacement des armatures de l'escalier :**

▪ **Armatures principales :**

- En travées : $S_t = 25 < \min \{3h = 45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

- Aux appuis : $S_t = 25 < \min \{3h = 45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

▪ **Armatures de répartition :**

- En travée : $S_t = 25 \text{ cm} < \min \{4h = 60 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

- Aux appuis : $S_t = 25 \text{ cm} < \min \{4h = 60 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

✓ **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min \{0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa} \} = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u \max} = \frac{V_u \max}{b \times d} = \frac{32.05 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.246 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.25 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

D'où aucune armature transversale n'est nécessaire.

✓ **Influence de l'effort tranchant sur le béton :**

$$V_{u \max} = 32.05 \text{ kN}$$

$$\bar{V}_u = \frac{0.4 f_{ct28} \times b \times 0.9d}{\sigma_b} = \frac{0.4 \times 25 \times 1000 \times 0.9 \times 130}{15} = 78 \text{ kN.}$$

$$V_u \ll \bar{V}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures aux appuis :**

On doit vérifier que :

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \times (V_{u \max} + \frac{Ma}{0.9d}) = \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times (32.05 + \frac{-10.27}{0.9 \times 0.13}) = 1.60 \text{ cm}^2$$

o **1^{ère} paillasse:**

$$A_s = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2 > 1.60 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

o **2^{ème} paillasse:**

$$A_a = 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2 > 1.60 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Ancrage des barres aux appuis :**

$$\tau_s = 0.6 \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \cdot 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa} (\Psi = 1.5 \text{ pour HA})$$

Longueur de scellement droit :

$$l_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{400 \times \Phi}{4 \times 2.84} = 35.27 \Phi$$

La longueur d'ancrage est mesurée hors crochets est de : $l_a = 0.4l_s$

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :**

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

-Aux appuis :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} \quad \left\{ \begin{array}{l} \tau_{se} : \text{Contrainte d'adhérence.} \\ \bar{\tau}_{se} : \text{Contrainte limite d'adhérence.} \end{array} \right.$$

$\sum U_I$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_I = n \Pi \times \Phi = 5 \times 3.14 \times 8 = 125.6 \text{ mm}$$

Avec :

- Φ : Diamètre d'une barre (8mm).
 n : nombre des barres (5barres).

$$\tau_{se} = \frac{32.05 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 125.6} = 2.18 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entrainement de barres longitudinales

❖ **Calcul à l'ELS :**

▪ **2^{ème} paillasse :**

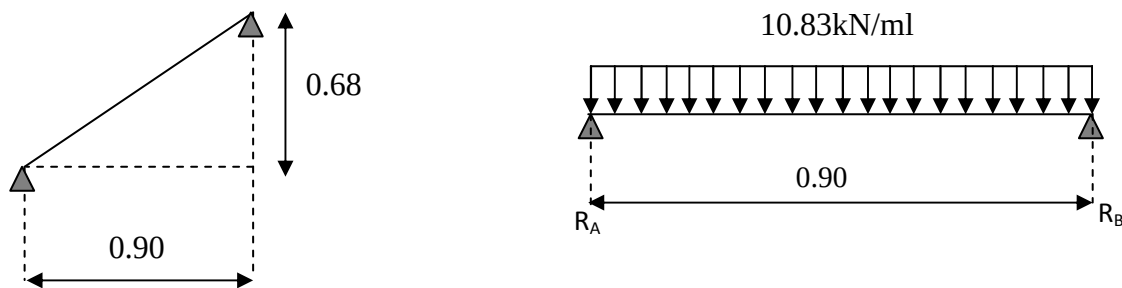


Figure III.25 : Schéma statique de la 2^{ème} paillasse à l'ELS.

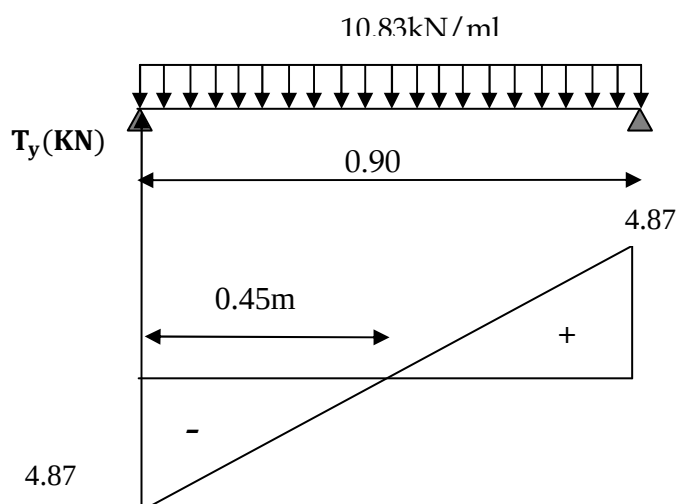
$$R_A = R_B = 4.87 \text{ kN.}$$

• **Efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELS:**

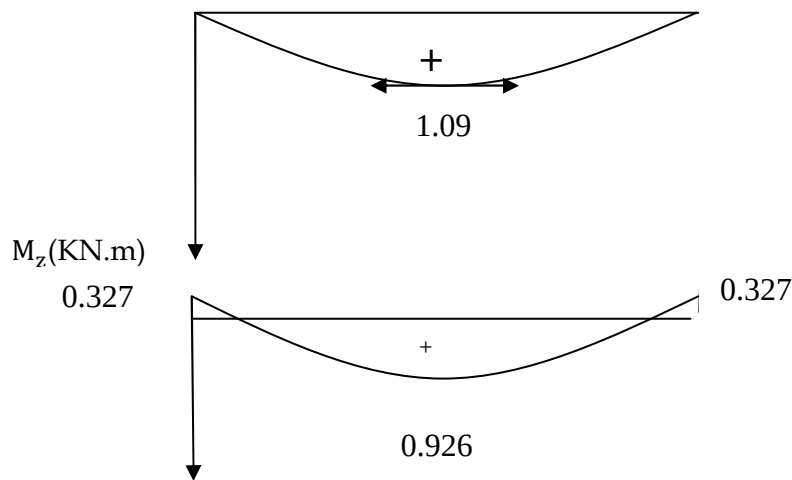
Tronçon	X [m]	Ty [kN]	Mz [kN.m]
0 ≤ x ≤ 0.90	0	-4.87	0
	0.90	+4.87	0

Tableau III.11 : Efforts tranchants et moments fléchissant de la 2^{ème} paillasse à l'ELS.

❖ **Diagramme des efforts internes à l'ELS**



❖ Diagramme des moments fléchissant à l'ELS :

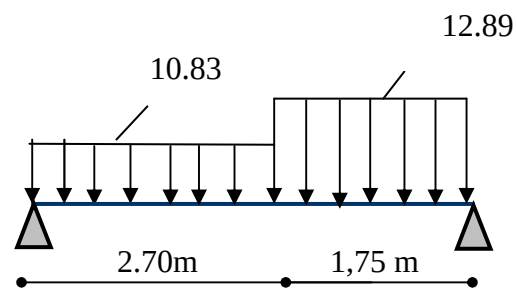
Figure III.26 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant de la 2^{ème} paillasse à l'ELS.▪ 1^{ère} paillasse :Volée : $q_s = 10.83 \text{ kN/ml}$ Palier : $q_s = 12.89 \text{ kN/ml}$

➤ Calcul des efforts internes :

• Réactions d'appuis :

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B = 27 \text{ kN.}$$

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A = 24.8 \text{ kN.}$$

Figure III.27 : Schéma statique de la 1^{ère} paillasse à l'ELS.

• Efforts tranchants et moments fléchissant :

Tronçon	X [m]	Ty [kN]	Mz [kN.m]
$0 \leq x \leq 2.7$	0	24.8	0
	2.7	-4.44	27.5
$0 \leq x \leq 1.75$	0	-27	0
	1.75	-4.44	27.5

Tableau III.12 : Efforts tranchants et moments fléchissant de la 1^{ère} paillasse à l'ELS.

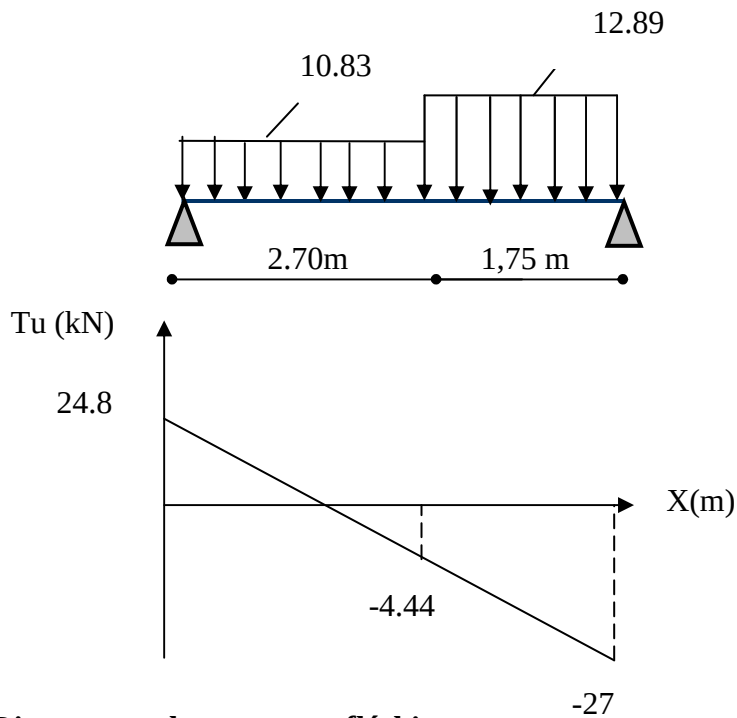
• Calcul du moment max :

$$\text{Point du moment max : } \frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -10.83 X + R_A = 0 \Rightarrow X = 2.28 \rightarrow M_{\max} = 28.39 \text{ kN.m}$$

-Aux appuis : $-0.3 M_{\max} = -0.3 \times 28.39 = -8.51 \text{ kN.m}$

-En travées : $0.85 M_{\max} = 0.85 \times 28.39 = 24.13 \text{ kN.m}$

❖ Diagramme des efforts internes :



❖ Diagramme des moments fléchissant :

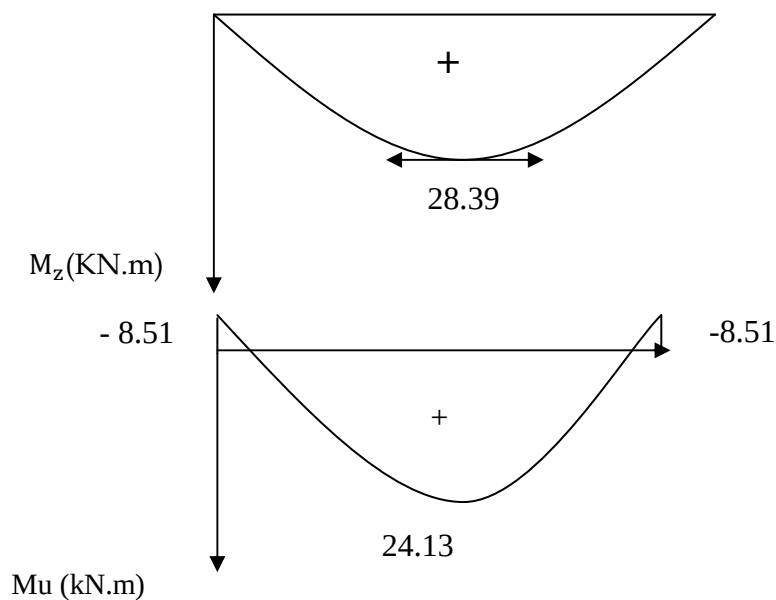


Figure III.28: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant de la 1^{ère} paillasse à L'ELS.

III.3.4-Vérification des contraintes :(Art. A.5.3, 2 /BAEL91)

o 1^{ère} paillasse :

-En travées :

$$M_t = 24.13 \text{ kN.m} , A_t = 7.69 \text{ cm}^2 \text{ (5HA14)}$$

$$\rho_1 = 0.593 \Rightarrow \beta_1 = 0.886 \Rightarrow k_1 = 28.86$$

On doit vérifier les relations suivantes :

▪ Dans le béton :

$$\sigma_b = 9.43 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

▪ Dans les aciers :

$$\sigma_s = 272.43 \text{ MPa}$$

$$272.43 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

-Aux appuis :

$$M_a = 8.51 \text{ kN.m}, A_a = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = 0.348 \Rightarrow \beta_1 = 0.908 \Rightarrow k_1 = 39.35$$

On doit vérifier les relations suivantes :

▪ Dans le béton :

$$\sigma_b = 4.05 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

▪ Dans les aciers :

$$159.50 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

o 2^{ème} paillasse :

-En travées :

$$M_t = 0.926 \text{ kN.m} , A_t = 3.93 \text{ cm}^2 \text{ (5HA10)}$$

$$\rho_1 = 0.307 \Rightarrow \beta_1 = 0.913 \Rightarrow k_1 = 42.47$$

On doit vérifier les relations suivantes :

▪ Dans le béton :

$$\sigma_b = 0.47 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

▪ Dans les aciers :

$$\sigma_s = 19.85 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

-Aux appuis :

$$M_a = 0.327 \text{ kN.m}, A_a = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$\rho_t = 0.307 \Rightarrow \beta_1 = 0.913 \Rightarrow k_1 = 42.47$$

On doit vérifier les relations suivantes :

▪ **Dans le béton :**

$$\sigma_b = 0.16 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Dans les aciers :**

$$\sigma_s = 7.01 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Etat limite d'ouverture de fissures :**

Aucune vérification n'est effectuée car l'élément est couvert et par conséquent la fissuration est peu nuisible.

✓ **Vérification de la flèche :**

o **1^{ère} paillasse:**

Les conditions à vérifier au préalable sont :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \frac{15}{405} = 0.037 \leq 0.0625$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$
- $A_t \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e}$

La première condition n'est pas vérifiée.

Etant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

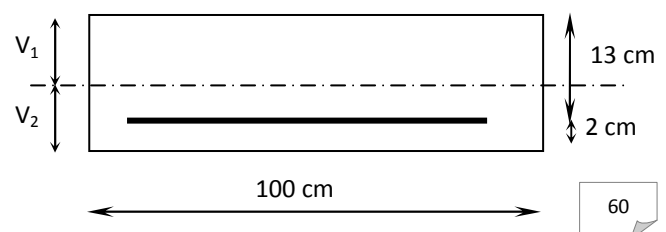
$$\text{Avec : } q_s = \max(q_s^1 ; q_s^2) = \max(10.83 ; 12.89) = 12.89 \text{ KN / mL}$$

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

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

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



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

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

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

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (15)^2}{2} + (15 \times 7.69 \times 13) = 12749.55 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 15) + (15 \times 7.69) = 1615.35 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{12749.55}{1615.35} = 7.89 \text{ cm} ; \quad V_2 = h - V_1 = 15 - 7.89 = 8.11 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

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

$$I = \frac{100}{3} \times ((7.89)^3 + (8.11)^3) + 15 \times 7.69 \times (8.11 - 2)^2 = 177694.69 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{12.89 \times 10^3 \times (4.05)^4}{10818.86 \times 10^6 \times 73646.56 \times 10^{-8}} = 0.005 \text{ m} = 0.5 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{405}{500} = 0.81 \text{ cm}$$

$$f < \bar{f} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

o **2^{ème} paillasse:**

$$\begin{array}{lll} q_s = 10.83 \text{ kN/ml.} & E_v = 10818.86 \text{ MPa.} & S_{xx} = 12016.35 \text{ cm}^3. \quad B_0 = 1558.95 \text{ cm}^2 \\ V_1 = 7.70 \text{ cm} & V_2 = 7.30 \text{ cm} & I = 29840.9 \text{ cm}^4. \end{array}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10.83 \times 10^3 \times (4.05)^4}{10818.86 \times 10^6 \times 29840.9 \times 10^{-8}} = 0.0011 \text{ m} = 0.1 \text{ cm}$$

$$f < \bar{f} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.3.5-Calcul de la poutre palière :

Le palier intermédiaire de l'escalier repose sur une poutre semi encastrée dans les poteaux dite poutre-palière.

III.3.5.1-Prédimensionnement :**-Hauteur :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{390}{15} \leq h \leq \frac{390}{10} \Rightarrow 26 \leq h \leq 39$$

Selon le RPA 99 (modifiée en 2003) h doit être supérieur ou égale à 30 cm.

Soit $h = 35$ cm.

Avec : h : hauteur libre

L : portée libre de la poutre.

-Largeur :

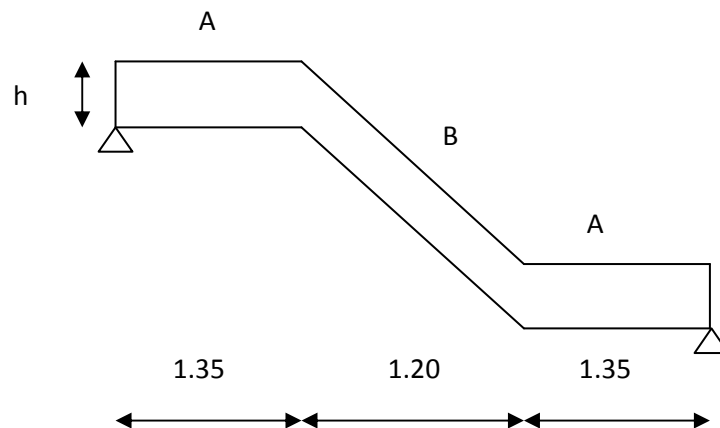
$$0,4 h \leq b \leq 0,7 h$$

$$14 \leq b \leq 24,5$$

$$\text{Selon le RPA 99 (modifié en 2003)} \Rightarrow \begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

On opte pour $b = 30$ cm avec : b : largeur de la poutre

Donc la poutre palière aura pour dimensions $b \times h = 30 \times 35 \text{ cm}^2$

**III.3.5.2-Charges revenants à la poutre :**

- Poids propre de la poutre (partie A) = $0.30 \times 0.35 \times 25 = 2,625 \text{ kN/ml}$
- Poids propre de la poutre (partie B) = $\frac{0.35 \times 0.3 \times 25}{\cos 32.19^\circ} = 3.10 \text{ kN/ml}$
- Poids de mur sur la poutre = $2.62 \times (4.08 - 0.20 - 0.17 \times 10) = 5.71 \text{ kN/ml}$
- Effort tranchant à l'appui : ELU: $T_u = 33.48 \text{ kN/ml}$ de poutre.

ELS : $T_u = 24.14 \text{ kN/ml}$ de poutre.

III.3.5.3-Combinaisons de charges :

A l'ELU : $q_u = 1.35G + \frac{2T_u}{L}$

$$q_u^A = 1.35 \times (2.625 + 5.71) + \frac{2 \times (33.48)}{3.90} = 28.42 \text{ kN/ml}$$

$$q_u^B = 1.35 \times (3 + 5.71) + \frac{2 \times (33.48)}{3.90} = 28.93 \text{ kN/ml}$$

A l'ELS : $G + \frac{2Ts}{L}$

$$q_s^A = (2.625 + 5.71) + \frac{2 \times (24.14)}{3.90} = 21.00 \text{ kN/ml}$$

$$q_s^B = (3 + 5.71) + \frac{2 \times (24.14)}{3.90} = 21.09 \text{ kN/ml}$$

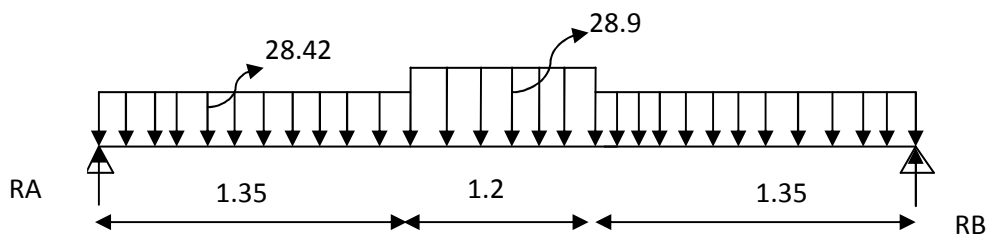


Figure III. 29 : Schéma statique à l'ELU.

III.5.3.4-Calcul des efforts internes :

- Réactions d'appuis :**

$$R_A + R_B = 111.45 \text{ kN.}$$

$$R_B = R_A = 55.72 \text{ kN.}$$

- Efforts tranchants et moments fléchissant :**

Tronçon	X [m]	Ty [kN]	Mz [kN.m]
$0 \leq x \leq 1.35$	0	55.72	0
	1.35	17.35	49.32
$1.35 \leq x \leq 2.55$	1.35	17.35	49.32
	2.55	-17.35	49.32

Par symétrie on trouve à $x = 3.9$: $T_y = -61.63 \text{ kN}$ et $M_y = 0 \text{ kN.m}$

$$\text{Point du moment max : } \frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \Rightarrow X = 1.96 \text{ m}$$

$$\text{D'où } M_{\max} = 54.53 \text{ kN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi –encastres aux extrémités, on opte pour une correction à l'aide de coefficients réducteurs pour le moment max au niveau des appuis et en travées

$$\text{Aux appuis : } -0.3M_{\max} = -0.3 \times 54.53 = -16.36 \text{ kN.m}$$

En travées : $0.85M_{\max} = 0.85 \times 54.53 = 46.35 \text{ kN.m}$

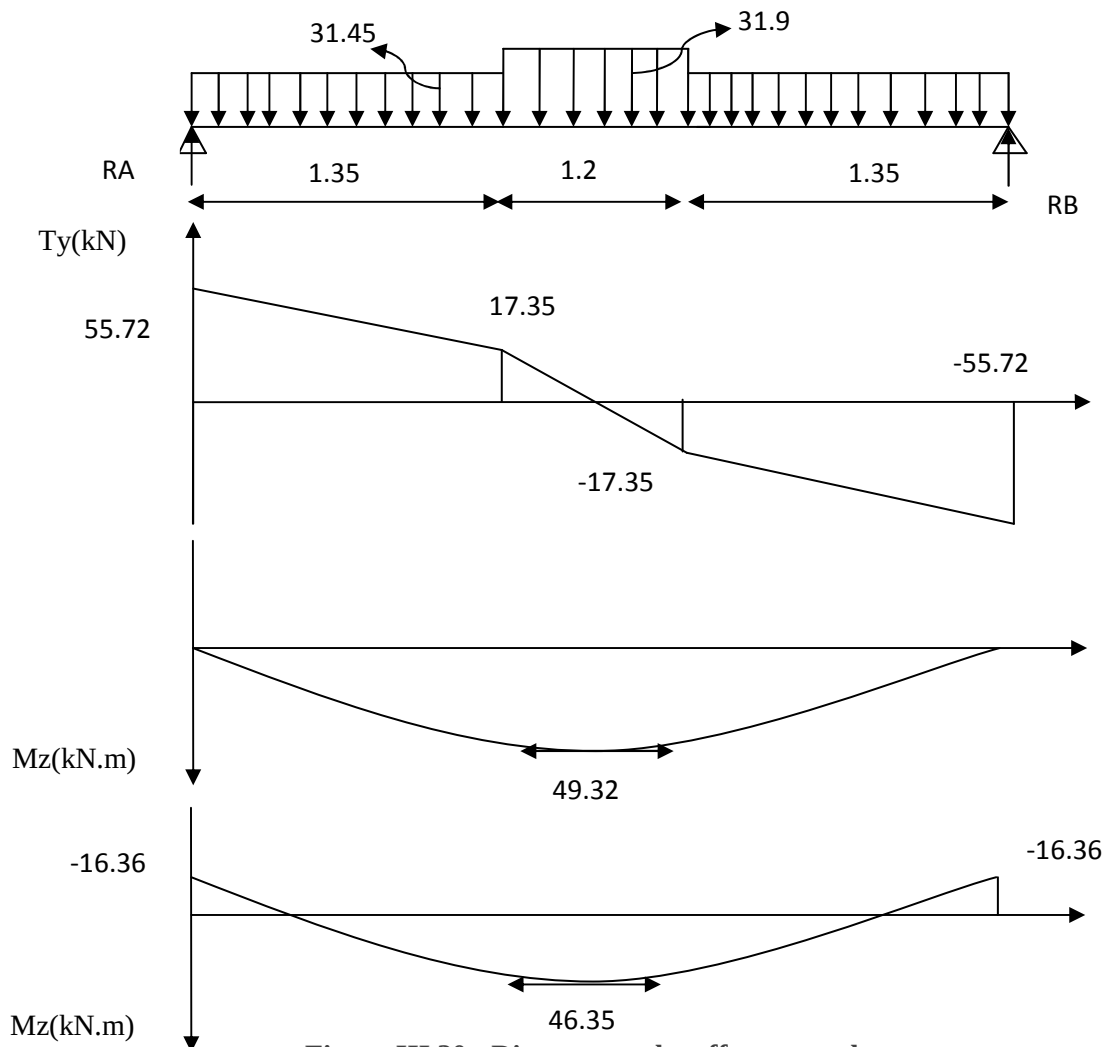


Figure III.30 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELU.

III.5.3.5-Ferraillage à L'ELU :

➤ Calcul d'armatures principales :

• En travée :

$$\mu = 0.099 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.935$$

$$A_t = 4.26 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit une section de 3HA14} = 4.62 \text{ cm}^2.$$

• Aux appuis :

$$\mu = 0.036 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.982$$

$$A_a = 1.31 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit une section de 3HA12} = 3.39 \text{ cm}^2$$

III.5.3.6-Vérifications à l'ELU :

✓ Condition de non fragilité :

On doit avoir $A \geq A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$

$$A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 35 \times 2.1 / 400 = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$4.62 > 1.26 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Influence de l'effort tranchant sur les appuis :**

On a : $V_u = 55.72 \text{ kN}$

$$\overline{V}_u = 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times \alpha \times b_0 \text{ Avec : } \alpha = 0.9 \times d$$

$$\overline{V}_u = 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 330 \times 300 = 594 \text{ kN}$$

$$V_u \ll \overline{V}_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Contrainte de cisaillement :**

La contrainte admissible de cisaillement est :

$$\overline{\tau}_u = \min\{0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\} = 3.25 \text{ MPa (fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{55.72 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.56 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Diamètre des armatures transversales :**

Il est donné par la formule suivante : $\Phi_t = \min\left\{\frac{h}{35}; \Phi_l; \frac{b}{10}\right\} = \min\{1; 1.2; 3\} = 10 \text{ mm}$

On prend $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

$$A_t \leq \frac{\pi \times \Phi^2}{4} = \frac{3.14 \times 0.8^2}{4} = 0.502 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

✓ **Espacement des armatures transversales (St) :**

Les espacements sont donnés comme suit :

$$\begin{aligned} \text{■ En zone nodale :} \quad St &\leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\Phi; 30 \text{ cm}\right\} \\ St &\leq \min\{8.75; 30; 12\} \quad \text{Soit : } St = 8 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{■ En dehors de la zone nodale :} \quad St &\leq \frac{h}{2} \\ St &= \frac{35}{2} = 17.5 \quad \text{Soit : } St = 17 \text{ cm} \end{aligned}$$

✓ **Vérification des armatures transversales :**

$$A_{t\min} = 0.003 \times St \times b$$

- Dans la zone nodale :

$$A_{\min} = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- En dehors de la zone nodale :

$$A_{\min} = 0.003 \times 17 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Vérification de l'adhérence :

Il faut avoir : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

$\sum U_i$ = Somme des périmètres utiles

$$\sum U_i = \pi \times (\phi \times \sum \text{des barres}) = 3.14 \times (3 \times 12 + 5 \times 12) = 301.44 \text{ mm}$$

$$\text{D'où } \tau_{se} = \frac{61.63 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 301.44} = 0.62 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.5.3.7-Vérifications à l'ELS :

- Réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 80 \text{ kN.}$$

$$R_A = R_B = 40 \text{ kN.}$$

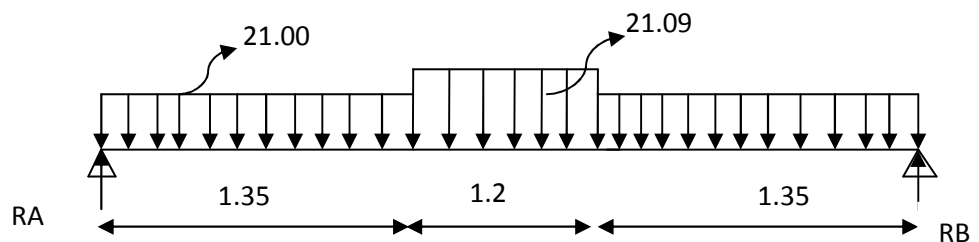


Figure III.31 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELS

- Efforts tranchants et moments fléchissant :

Tronçon	X [m]	Ty [kN]	Mz [kN.m]
$0 \leq x \leq 1.35$	0	40	0
	1.35	11.65	34.86
$1.35 \leq x \leq 2.55$	1.35	11.65	34.86
	2.55	-11.65	34.86

Par symétrie on trouve à $x = 3.9$: $T_y = -45.07 \text{ kN}$ et $M_y = 0 \text{ kN.m}$

$$\text{Point du moment max } \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow X = 1.90 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } M_{\max} = 38.08 \text{ kN.m}$$

En tenant compte des semi encastres :

En travée : $M_t = 0.85M_o = 0.85 \times 38.08 = 32.36 \text{ kN.m}$

Aux appuis : $M_a = -0.3M_o = -0.3 \times 38.08 = -11.42 \text{ kN.m}$

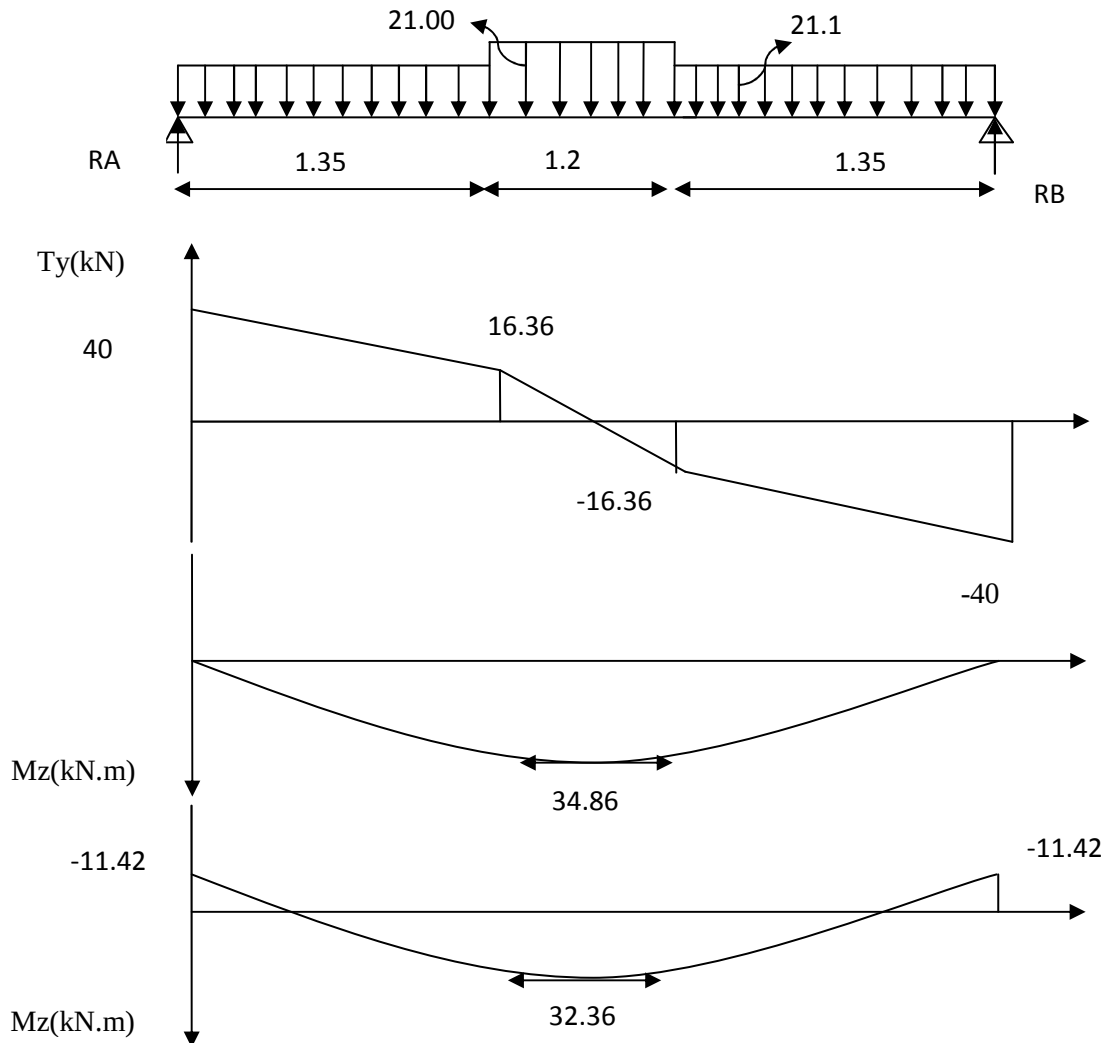


Figure III.32 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELS.

➤ **Vérification des contraintes :**

-Béton :

▪ **En travée :**

On doit avoir $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A}$$

$$\rho = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{30 \times 33} = 0.342 \Rightarrow \beta = 0.897 \Rightarrow k = 33.54$$

$$\sigma_s = \frac{37.47 \times 10^3}{0.897 \times 33 \times 4.62} = 236.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{236.62}{33.54} = 7.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Aux appuis :**

$$\rho = 0.342 \Rightarrow \beta = 0.909 \Rightarrow k = 39.9$$

$$\sigma_s = \frac{11.42 \times 10^3}{0.909 \times 33 \times 3.39} = 112.3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{112.3}{39.95} = 2.8 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

-Acier :

Aucune vérification n'est à effectuer car la fissuration est peu nuisible.

❖ **Etat limite de déformation :**

D'après le BAEL, on doit vérifier les relations suivantes :

- $\frac{h}{l} = \frac{35}{390} = 0.089 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$
- $\frac{A}{b \times d} = \frac{4.62}{30 \times 33} = 0.005 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$
- $\frac{h}{l} = 0.089 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.084 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

❖ **Note :** Etant donné que toutes les conditions sont vérifiées, il n'y a pas lieu de calculer la flèche.

III. 4- Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Son ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de largeur.

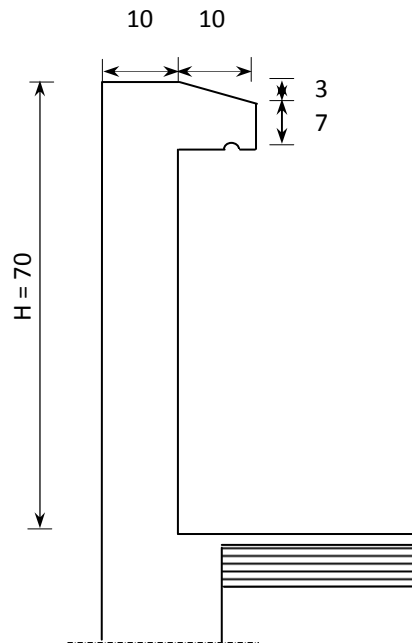


Figure III.33: Coupe verticale de l'acrotère.

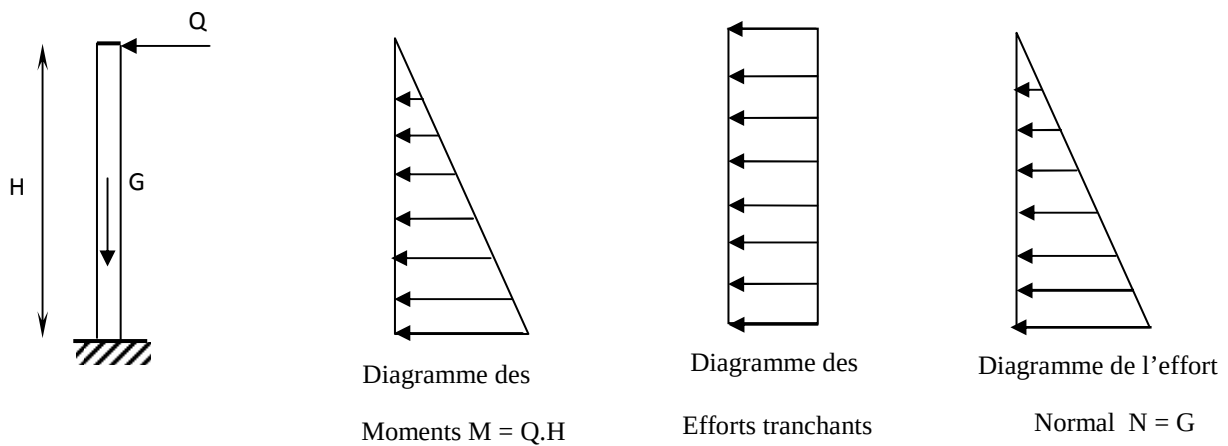


Figure III.34 : Schéma statique de l'acrotère.

III.4.1-Calcul des sollicitations :

Effort normal de compression dû au poids propre : $N_G = \rho \times S \times 1m$

ρ : Masse volumique du béton.

S : Section transversale de l'acrotère.

$$N_G = 25[(0.03 \times 0.1/2) + (0.07 \times 0.1) + (0.1 \times 0.7)] \times 1 = 1.96kN.$$

Moment de renversement M dû à l'effort horizontal Q :

$$M_Q = Q \times h \times 1 = 1 \times 0.7 = 0.7kN.m$$

❖ Calcul à l'état limite ultime :

La combinaison de charge est : **1.35G + 1.5Q**

Effort normal dû à G :

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.96 = 2.64kN$$

Moment de flexion dû à Q :

$$M_u = 1.5 \times M_Q = 1.5 \times 0.7 = 1.05kN.m$$

❖ Calcul à l'état limite de service :

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

Effort normal dû à G :

$$N_s = 1.962kN/ml$$

Moment de flexion dû à Q :

$$M_s = 0.7kN.m$$

III.4.2-Ferraillage (ELU):

Il consiste à étudier une section rectangulaire en flexion composée à l'ELU sous un effort normal N_u et un moment de flexion M_u , puis passer à une vérification de la section à l'ELS sous N_s et M_s .

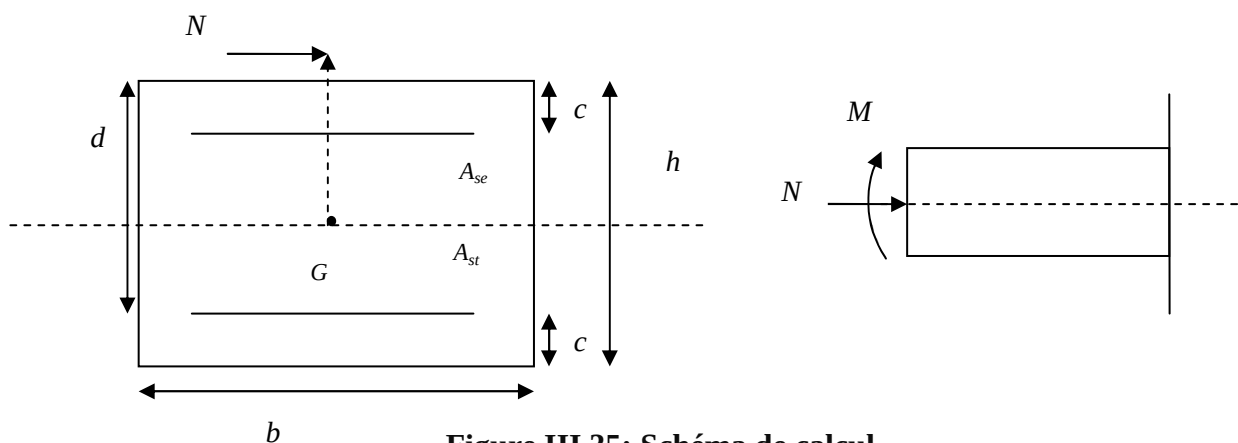


Figure III.35: Schéma de calcul.

❖ Calcul de l'excentricité

$$h = 10 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}; d = 8 \text{ cm}; c = 2 \text{ cm}.$$

$$e_u = M_u / N_u = 1.05 / 2.648 = 0.396 \text{ m} = 39.6 \text{ cm}.$$

$$(h/2) - c = (10/2) - 2 = 3 \text{ cm}.$$

$e_u > [(h/2) - c]$ d'où le centre de pression (point d'application de l'effort normal) est à l'extérieur de la section délimitée par les armatures. L'effort normal « N_u » est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée. On fait un calcul en flexion simple, sous l'effort d'un moment fictif « M_{fu} » on trouve une section d'armatures fictive puis on en déduit la section d'armatures réelle.

❖ Calcul des armatures en flexion simple:

-Moment fictif :

$$M_{fu} = M_u + N_u (h/2 - c) = 1.05 + 2.648(0.1/2 - 0.02) = 1.129 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = M_{fu} / (b d^2 \cdot f_{bu}). \quad \text{Avec : } f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\text{On aura } \mu_b = 1.129 / (1 \times 0.08^2 \times 14.2 \times 10^3) = 0.012 \longrightarrow \beta = 0.994$$

$$\mu_b < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{la section est simplement armée.}$$

-Armatures fictives :

$$A_{stf} = M_{fu} / (\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}) = 1.129 \times 10^4 / (0.994 \times 80 \times 348) = 0.408 \text{ cm}^2.$$

-Calcul des armatures réelles :

$$A = A_{stf} - (N_u / \sigma_{st}) = 0.408 - (2.648 / 34.8) = 0.33 \text{ cm}^2$$

III.4.3- Vérification à l'ELU :

✓ Condition de non fragilité [B.A.E.L91/Art A-4-2-1] :

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

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

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 8 \times 2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.966 \text{ cm}^2 > A \Rightarrow \text{La section n'est pas vérifiée}$$

Donc on adopte une section : $A = A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2$

Soit : 4HA8/ML $\Rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$

-Armatures de répartition :

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

Soit : 4 HA8 $\Rightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 20 cm environ

✓ Vérification de l'adhérence des barres :

Le béton armé est composé de béton et d'acier. Il est donc nécessaire de connaître le comportement de l'interface entre ces deux matériaux. Pour cela, on doit vérifier que :

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \text{ avec : } \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} (\psi_s = 1.5 \text{ pour HA})$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = V_u / (0.9 \times d \times \sum u_i) \quad \text{avec } V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1 \text{ KN}$$

$\sum u_i$: somme des périmètres utiles des armatures.

$$\sum u_i = n \cdot \Phi \cdot \pi = 4 \times 8 \times 3.14 = 100.48 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = 1.5 \times 10^3 / (0.9 \times 80 \times 100.48) = 0.207 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

✓ Vérification au cisaillement [Art III .2.BAEL 99]:

La fissuration est préjudiciable, on doit vérifier que :

$$\tau_u = V_u / b \cdot d = \frac{1.5 \times 10^3}{100 \times 80} = 1.87 \text{ MPa} \leq \min \{0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.87 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa}$ alors la condition est vérifiée.

✓ Vérification des espacements :

La fissuration est préjudiciable $S_t \leq \min \{2h ; 25 \text{ cm}\}$.

On opte pour un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

III.4.4- Calcul à l'ELS :

$$M_s = 0.7 \text{ KN.m}$$

$$N_s = 1.962 \text{ KN}$$

$$e_s = 35.67 \text{ cm}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la section, donc la section est partiellement comprimée.

III.4.5-Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries. Donc la fissuration est préjudiciable.

✓ Vérification des contraintes dans les aciers

La fissuration est considérée comme étant préjudiciable, donc :

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

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

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

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

On a : $\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251$

$$\rho_1 = 0,251 \Rightarrow \beta_1 = 0,920 \Rightarrow K_1 = 47,89$$

D'où : $\sigma_{st} = \frac{0,7 \times 10^5}{0,920 \times 80 \times 2,01 \times 10^2} = 4,732 \text{ MPa}$

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

✓ Vérification des contraintes dans le béton :

Nous devons vérifier que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{47,89} \times 47,732 = 0,996 \text{ MPa}$$

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

✓ Vérification de l'acrotère au séisme

La force agissant sur l'acrotère est calculée comme suit (Selon le RPA99 [Art.6.2.3]):

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (donné par le tableau 6.1 du RPA99)

W_p Poids propre de l'acrotère 1.96kN/ml.

Dans notre cas :

$A=0.25$ (zone III, groupe d'usage2).

$C_p=0.3$

D'où : $F_p = 4 \times 0.25 \times 0.3 \times 1.96 = 0.588 \text{ kN}$.

On remarque bien que $F_p < P = 1 \text{ kN}$

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique F_p , d'où le ferrailage adopté précédemment est convenable.

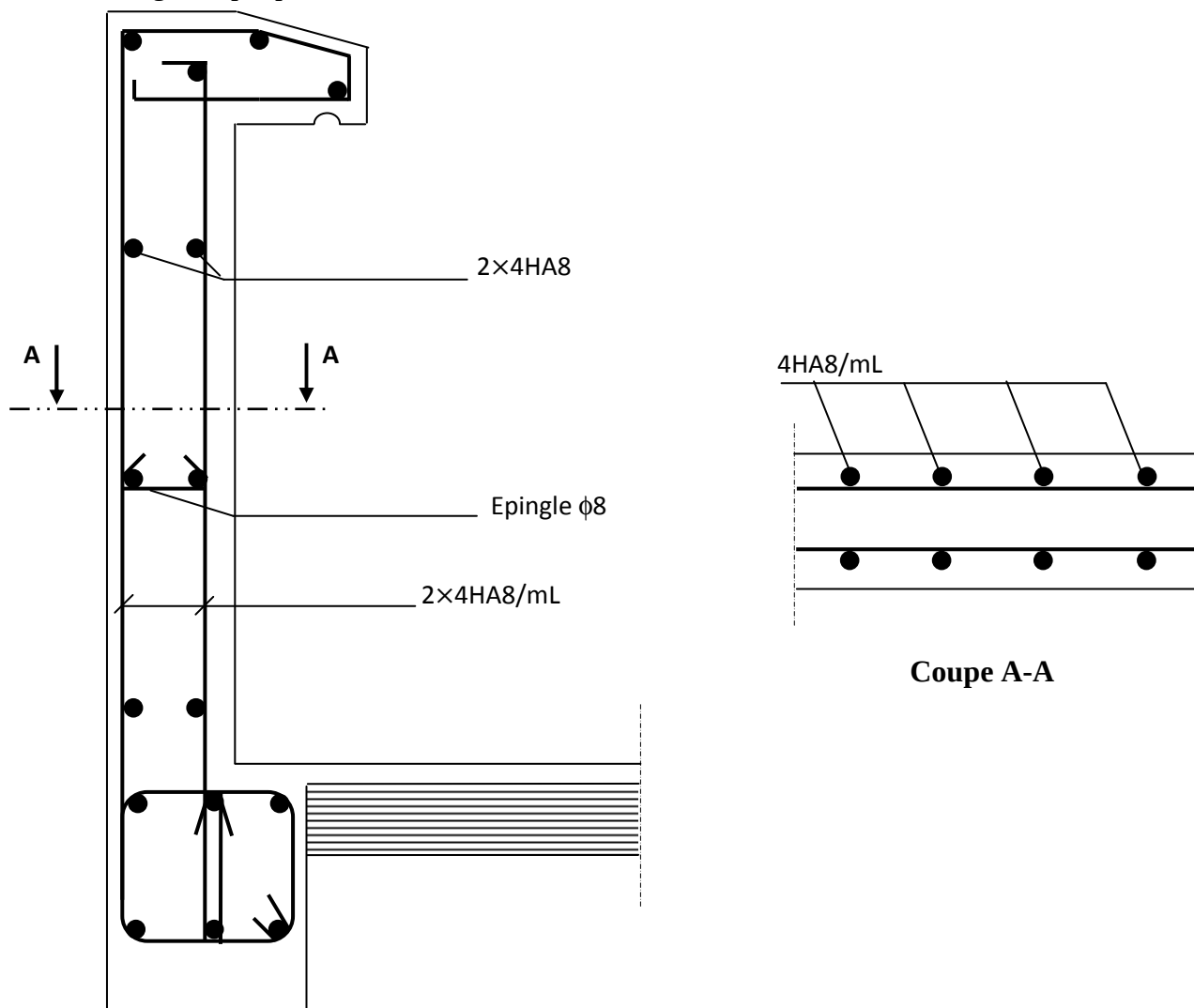


Figure III.36 : Ferrailage de l'acrotère

III.5-Calcul de la dalle salle machine :

III.5.1-Introduction :

Le bâtiment comporte deux cages d'ascenseurs de caractéristiques identiques, la surface intérieure de la cabine est de $(1,20 \times 1,40) \text{ m}^2$ et la charge totale que transmet le système de levage et la cabine chargée est de 9 tonnes.

III.5.2 Calcul de la dalle pleine du la salle machine :

La dalle repose sur quatre appuis, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD.

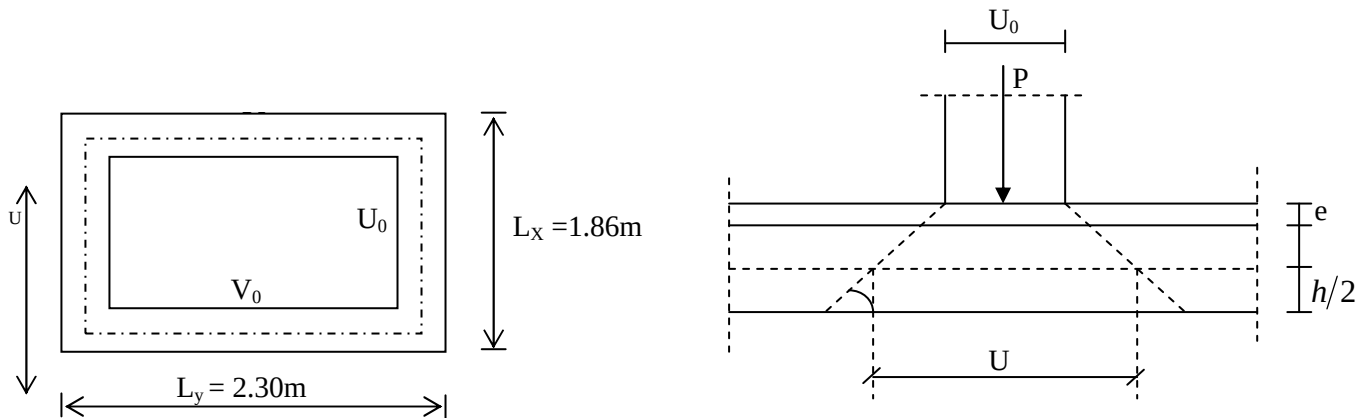


Figure III.37 : Schéma de la dalle

III.5.3-Dimensionnement :

$$h_t \geq \frac{l_{max}}{30} \longrightarrow h_t = \frac{230}{30} = 7.66 \text{ cm.}$$

L'épaisseur minimale d'une dalle est de 12cm (RPA/99V2003), on opte pour $e_p = 15 \text{ cm}$.

$$\rho = \frac{L_x}{l_y} = \frac{186}{230} = 0.80 < 1 \longrightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\begin{cases} u = x_0 + k e + h \\ v = y_0 + k e + h_0 \end{cases} \quad h_0: \text{épaisseur de la dalle.}$$

$k = 2$ pour un revêtement en béton.

$$U = 80 + (2 \times 0) + 15 = 95 \text{ cm.}$$

$$V = 80 + (2 \times 0) + 15 = 95 \text{ cm.}$$

▪ Les moments dus au système de levage M_{x1} et M_{y1} :

$$M_{x1} = q u (M_1 + \nu \cdot M_2)$$

$$M_{y1} = q v (M_2 + \nu \cdot M_1)$$

ν : Coefficient de Poisson ($\nu = 0$ à l'ELU)

M_1 et M_2 : Coefficients déterminés à partir des rapports $(\frac{U}{L_x})$ et $(\frac{V}{L_y})$ donnés par les abaques de PIGEAUD.

▪ **Calcul des efforts :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{l_y} = 0.8 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{95}{186} = 0.51 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{95}{230} = 0.41 \end{array} \right. \quad \text{d'où } M_1 = 0.1101, M_2 = 0.0733.$$

A l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35G \longrightarrow q_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ kN/ml.}$$

$$M_{x1} = 121.5 \times 0.1101 = 13.37 \text{ kN.m}$$

$$M_{y1} = 121.5 \times 0.0733 = 8.90 \text{ kN.m}$$

▪ **Calcul des moments dus aux poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :**

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

Pour :

$$\rho = 0.8 \xrightarrow{\text{tableau}} \mu_x = 0.0565$$

$$\mu_y = 0.595$$

$$q_u = 1.35 \times (25 \times 0.15) + 1.5 \times 1 = 6.86 \text{ kN/ml.}$$

$$M_{x2} = 0.0565 \times 6.86 \times (1.86)^2 = 1.28 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = 0.595 \times 1.28 = 0.76 \text{ kN.m}$$

• **Superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 13.37 + 1.28 = 14.65 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.90 + 0.76 = 9.66 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Remarque : Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,85) et en appuis par (0,3).

III.5-4 Ferrailage : il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur.

-Sens xx :

▪ **Aux appuis :**

$$M_a = 0,3 M_x = 0,3 \times 14,65 = 4,40 \text{ KN.m}$$

$$h_t - 2 = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$\mu_b = 0,018 < \mu_R = 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

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

$$A_a = 0,98 \text{ cm}^2$$

Soit : $4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$ (avec $S_t=25\text{cm}$).

▪ **En travée :**

$$M_t = 0,85 M_x = 0,85 \times 14,65 = 12,45 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = 0,051 < \mu_R = 0,392 \text{ cm} \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0,051 \rightarrow \beta = 0,973 \quad \text{Soit : } 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2 \text{ (avec } S_t=25\text{cm}).$$

$$A_t = 2,82 \text{ cm}^2$$

-Sens y-y:

▪ **Aux appuis :**

$$M_a = 0,3 M_y = 2,90 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = 0,012 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0,012 \rightarrow \beta = 0,994$$

$$A_a = 0,64 \text{ cm}^2.$$

Soit $A_a = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$ (Avec $S_t = 25 \text{ cm}$).

▪ **En travée:**

$$M_t = 0,85 M_y = 8,21 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = 0,034 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0,034 \rightarrow \beta = 0,983$$

$$A_t = 1,84 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4HA12/ml = 4.52 \text{ cm}^2$. (Avec $S_t = 25 \text{ cm}$).

III.5.5-Vérification à l'ELU :

✓ **Condition de non fragilité : (Art : B.7.4/BAEL91) :**

$$A \geq bh \frac{\rho_o}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right)$$

$$A \geq bh \frac{\rho_o}{2} (3 - \rho)$$

$$\rho_o = 0,8 \text{ ‰} \quad \text{Pour les HA400}$$

$$A \geq 100 \times 15 \times \frac{0.0008}{2} (3-0.8) = 1.32 \text{ cm}^2$$

$$A = 4.52 \text{ cm}^2 \geq 1.32 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Diamètre minimal des barres : (art A-8.2.42 BAEL91) :**

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à un chargement concentré doit être égal à :

Dans la direction la plus sollicitée : $St \leq \min(2h; 25 \text{ cm})$

Dans la direction perpendiculaire : $St \leq \min(3h; 33 \text{ cm})$

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

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

✓ **Vérification au poinçonnement :(art A.5.2.4) CBA93**

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$P_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

P_u : Charge de calcul à l'ELU.

μ_c : périmètre du contour.

h : Épaisseur de la dalle.

$$\mu_c = 2(U + V)$$

$$\mu_c = 2(0,95 + 0,95) = 3,8 \text{ m}$$

$$P_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$P_u \leq \frac{0,045 \times 3,8 \times 0,15 \times 25 \cdot 10^3}{1,5} = 427,5 \text{ kN}$$

$$P_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ kN} < 427.5 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge :

-Sens x-x :

$$V_u = \frac{p}{3a} = \frac{90}{3 \times 0.8} = 37.5 \text{ kN.}$$

-Sens y-y :

$$V_u = \frac{p}{3a} = 37.5 \text{ kN.}$$

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{37,50 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,288 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$$

III.5.6-Vérification à l'ELS :

✓ Evaluation des moments :

Les moments engendrés par le système de levage :

ELS : $\nu = 0.2$

$$M_{x1} = q_s (M_1 + \nu \cdot M_2)$$

$$M_{y1} = q_s (M_2 + \nu \cdot M_1)$$

Avec : $q_s = p = 90 \text{ kN.}$

$$M_1 = 0.1101, M_2 = 0.0733.$$

$$M_{x1} = 90 \times (0.1101 + 0.2 \times 0.0733) = 11.22 \text{ kN.m}$$

$$M_{y1} = 90 \times (0.0733 + 0.2 \times 0.1101) = 8.57 \text{ kN.m}$$

Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

Avec : $q = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ kN/ml.}$

$$\mu_x = 0.063 \quad \mu_y = 0.710$$

$$M_{x2} = 0.063 \times 4.75 \times 1.86^2 = 1.035 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = 0.710 \times 1.035 = 0.734 \text{ kN.m}$$

• Superposition des moments:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.22 + 1.03 = 12.25 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.57 + 0.73 = 9.30 \text{ kN.m}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel de la dalle à ses quatre extrémités, on aura :

▪ **Moments en travées : $M^t=0.85M$**

$$M_x^t=0.85 \times M_x=0.85 \times 12.25=10.41 \text{ kN.m}$$

$$M_y^t=0.85 \times M_y=0.85 \times 9.30=7.90 \text{ kN.m}$$

▪ **Moments aux appuis : $M^a= -0.3M$**

$$M_x^a=-0.3 \times M_x=-0.3 \times 12.25=-3.67 \text{ kN.m}$$

$$M_y^a=-0.3 \times M_y=-0.3 \times 9.30=-2.79 \text{ kN.m}$$

▪ **Etat limite des fissures :**

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

❖ Etat limite de compression du béton :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec } \alpha = \frac{y}{d} \text{ et } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens x-x :

En travée :

$$\gamma = \frac{12.45}{10.41} = 1.19 \longrightarrow \frac{1.19-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.345.$$

$$\mu_b = 0.018 \longrightarrow \alpha = 0.0227 < 0.345 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$\gamma = \frac{4.40}{3.67} = 1.19 \longrightarrow \frac{1.19-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.345.$$

$$\mu_b = 0.051 \longrightarrow \alpha = 0.0667 < 0.345 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

En travée :

$$\gamma = \frac{8.21}{7.90} = 1.03 \longrightarrow \frac{1.03-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.265.$$

$$\mu_b = 0.034 \longrightarrow \alpha = 0.0432 < 0.265 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$\gamma = \frac{2.90}{2.79} = 1.03 \longrightarrow \frac{1.03-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.26$$

$$\mu_b = 0.012 \longrightarrow \alpha = 0.0151 < 0.265 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

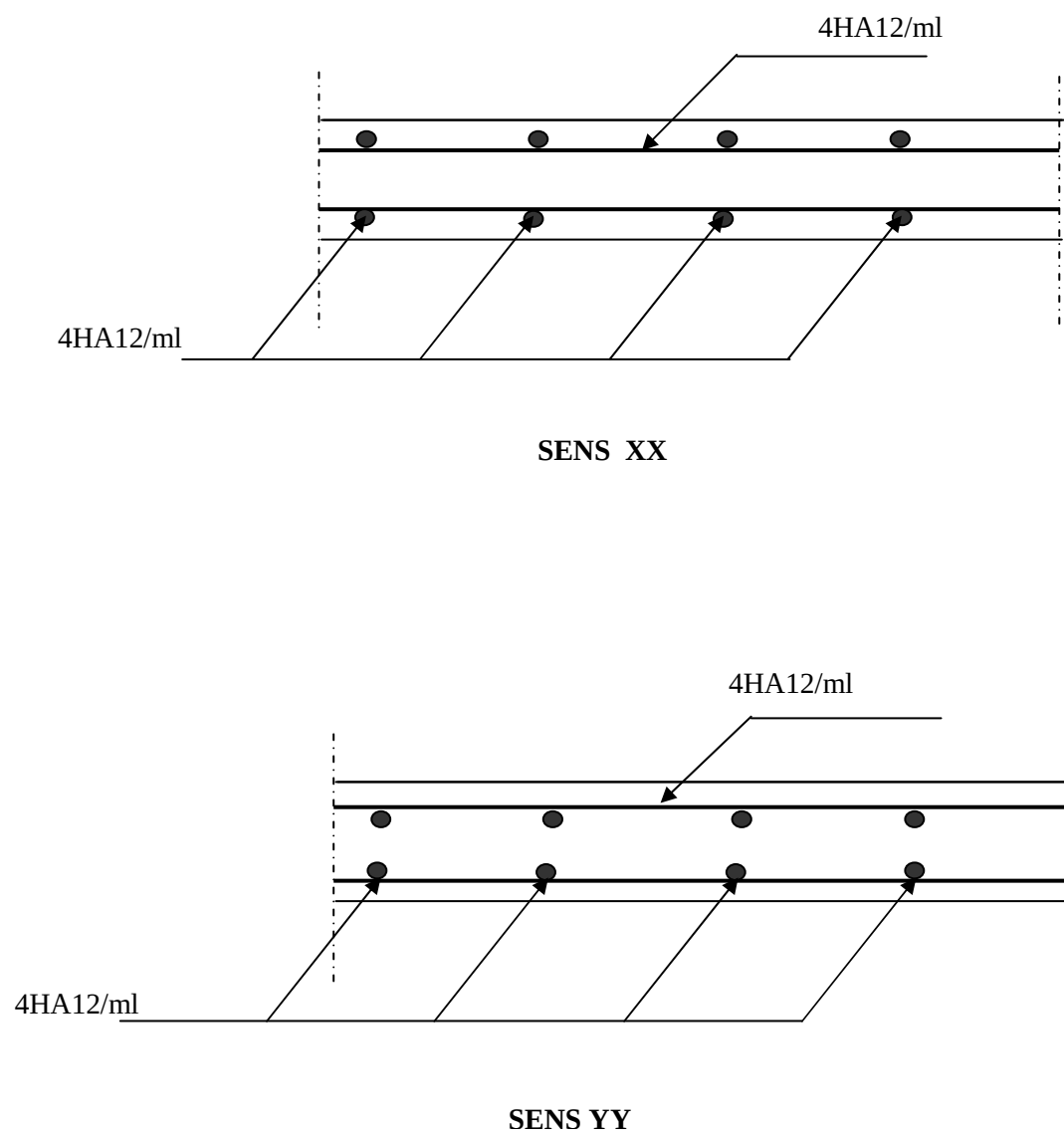


Figure III.38 : Schémas de ferrailage de la dalle salle machine.

Chapitre IV
Procédure
d'introduction des
données du logiciel
ETABS

IV.1- Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses. Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenue 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.

➤ Description du logiciel ETABS :

- *E : extended
- *T: three dimensions
- *A: analyses
- *B: building
- *S: systems

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI etc.). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau...etc.)

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

Dans notre travail on utilisera la version **ETABS v 9.6**

➤ **Terminologie :**

- | | |
|---------------------------------------|-------------------|
| -Grid line : ligne de grille. | -Joints : nœud. |
| -Element : élément. | -Column : poteau. |
| -Material : matériau. | - Beam : poutre. |
| -Frame : portique (cadre). | -Wall : voile. |
| -Frame section : coffrage. | -Slab : dalle. |
| -Restrains : degrés de liberté (DDL). | -Steel: acier. |
| - Thickness: épaisseur. | -Concrete:béton. |
| - Story: étage. | -Height: hauteur. |
| -Load: charge. | |

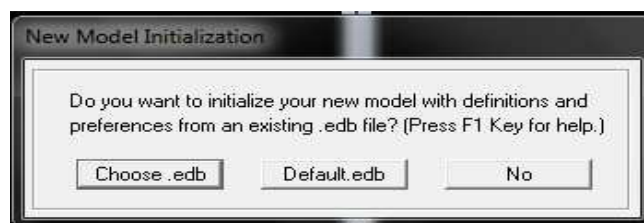
IV.2-Etapes d'introduction des données :

L'introduction des données relatives à une structure se fait en plusieurs étapes. Dans ce qui suivra, nous présenterons les différentes interfaces et raccourci permettant cette phase.

- .Choisir les unités



- Ouvrir un nouveau modèle avec **File> New model** et choisir **Default.edb**



Interface d'initialisation du modèle.

Building Plan Grid System and Story Data Definition

Grid Dimensions (Plan)

☒ **Uniform Grid Spacing**

Number Lines in X Direction: 4

Number Lines in Y Direction: 4

Spacing in X Direction: 6

Spacing in Y Direction: 6

☐ **Custom Grid Spacing**

Grid Labels... Edit Grid...

Story Dimensions

☒ **Simple Story Data**

Number of Stories: 4

Typical Story Height: 3

Bottom Story Height: 3

☐ **Custom Story Data** Edit Story Data...

Units

Ton-m

Add Structural Objects

Steel Deck Staggered Truss Flat Slab Flat Slab with Perimeter Beams Waffle Slab Two Way or Ribbed Slab **Grid Only**

OK Cancel

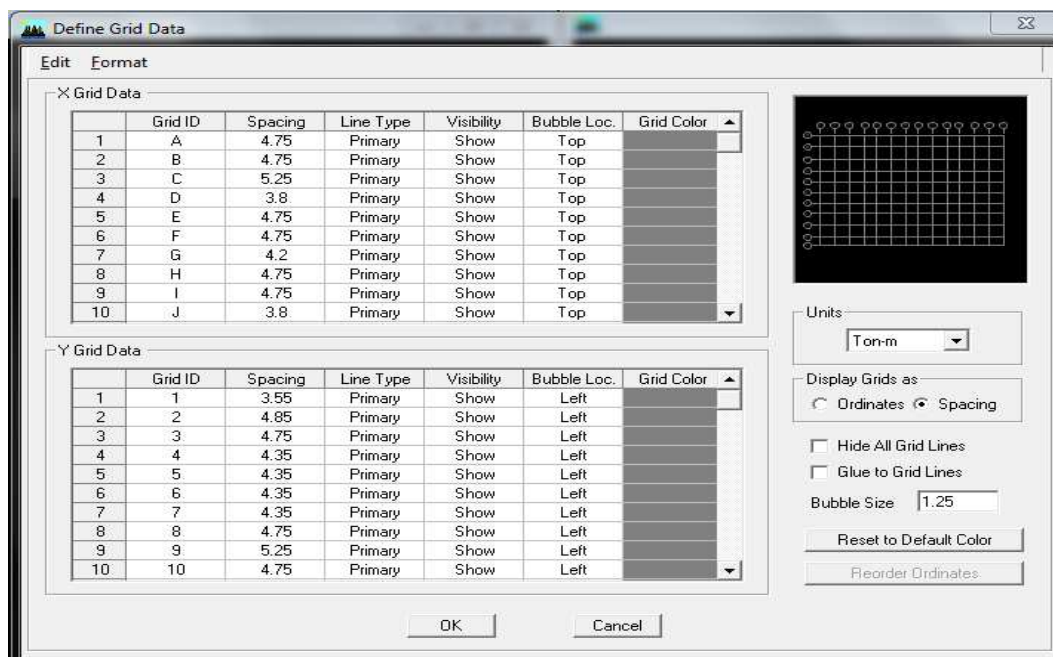
Interface d'introduction des données générales.

L'interface ci-dessus permet :

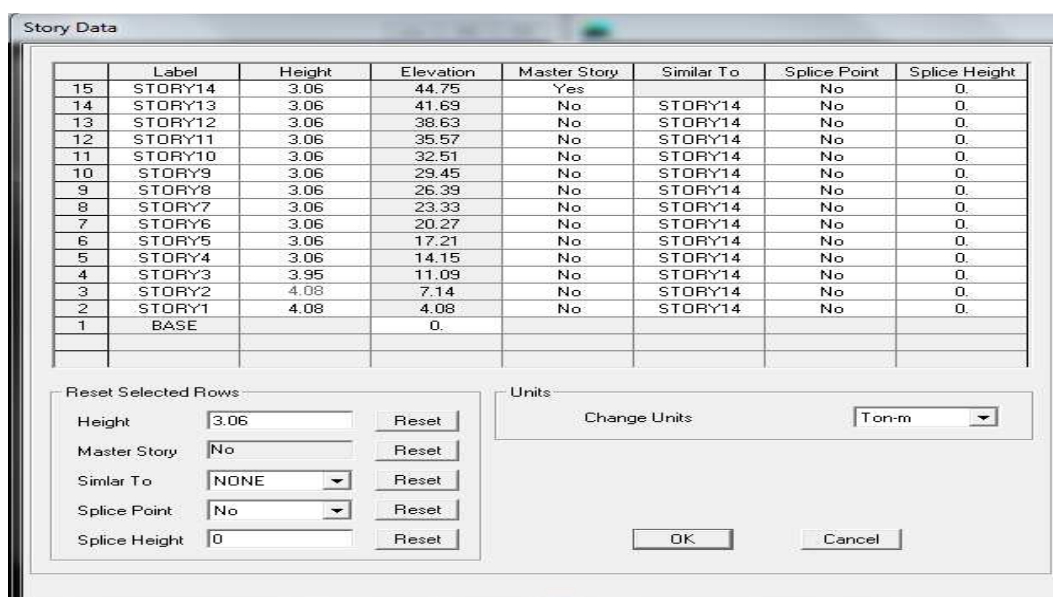
1. l'introduction du nombre d'axes,
2. le nombre de niveaux,
3. la hauteur du RDC et des étages courants.

Dans le cas où les travées sont de longueurs différentes, les options **Custom Grid Spacing** et **Edit Grid** permettent d'accéder à l'interface ci-après qui permet la modification des longueurs des entre-axes.

De manière similaire, si les hauteurs d'étages ne sont pas constantes, les options **Custom Story Data** et **Edit Story Data** permettent la correction des hauteurs d'étages introduites précédemment.



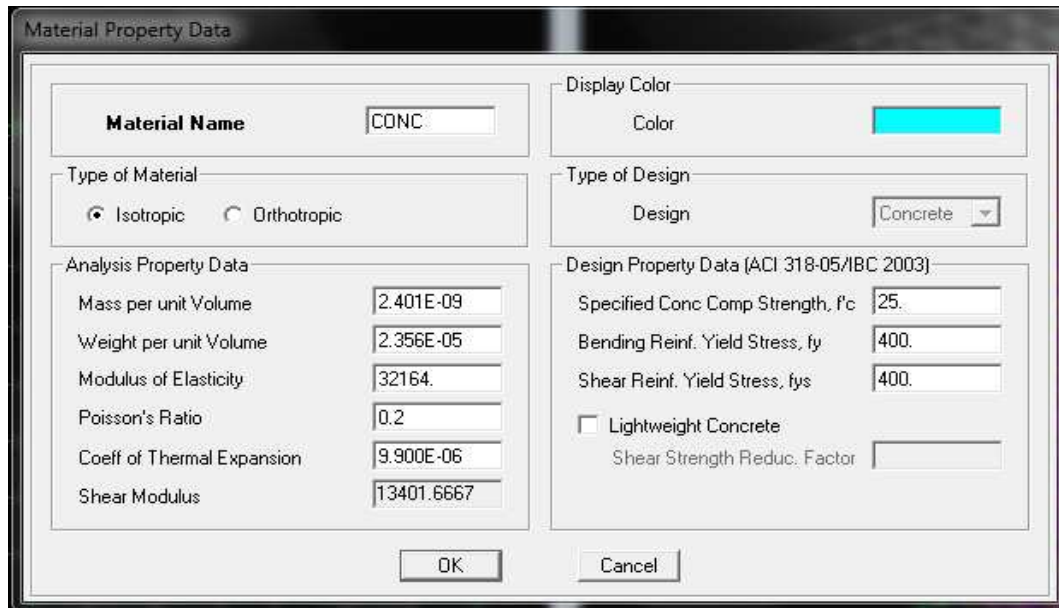
Interface de modification des entre-axes.



Interface de modification des hauteurs d'étages.

- Introduire les caractéristiques des matériaux en utilisant le raccourci suivant :



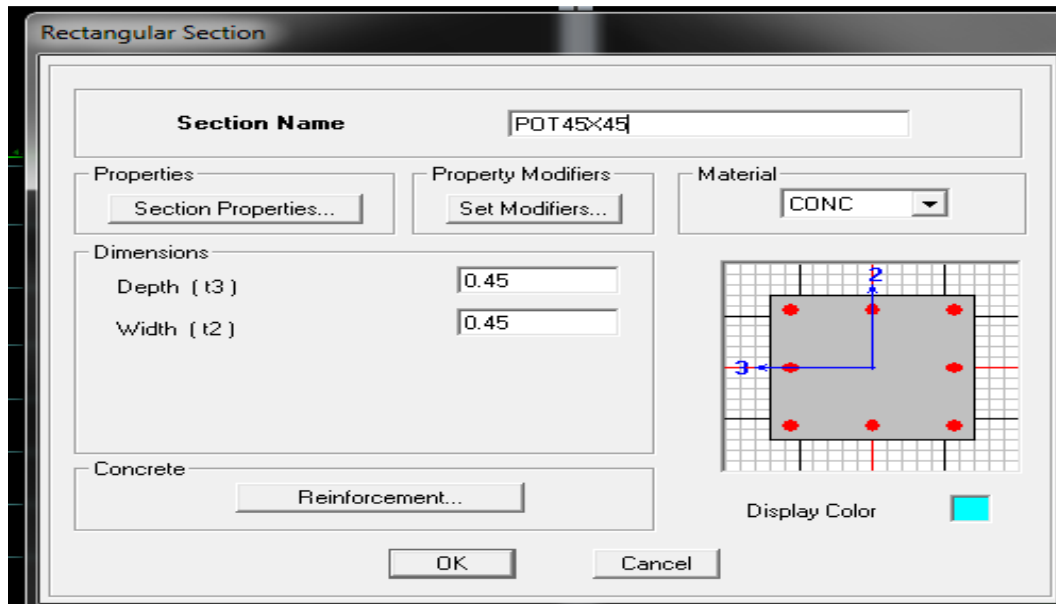


The 'Material Property Data' dialog box is used to define material properties. It includes the following sections:

- Material Name:** A text field containing 'CONC'.
- Type of Material:** Radio buttons for 'Isotropic' (selected) and 'Orthotropic'.
- Analysis Property Data:** A list of material properties with corresponding values:
 - Mass per unit Volume: 2.401E-09
 - Weight per unit Volume: 2.356E-05
 - Modulus of Elasticity: 32164.
 - Poisson's Ratio: 0.2
 - Coeff of Thermal Expansion: 9.900E-06
 - Shear Modulus: 13401.6667
- Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003):**
 - Specified Conc Comp Strength, f_c : 25.
 - Bending Reinf. Yield Stress, f_y : 400.
 - Shear Reinf. Yield Stress, f_{ys} : 400.
 - ☐ Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduc. Factor: (empty field)
- Display Color:** A color selection box showing a cyan color.
- Type of Design:** A dropdown menu set to 'Concrete'.
- Buttons:** 'OK' and 'Cancel' at the bottom.

Interface d'introduction des caractéristiques du béton et des aciers.

- Introduire les coffrages des éléments linéaires (poutres et poteaux) en utilisant le raccourci suivant :

The 'Rectangular Section' dialog box is used to define the properties of a rectangular section. It includes the following sections:

- Section Name:** A text field containing 'POT45x45'.
- Properties:** A button labeled 'Section Properties...'.
- Property Modifiers:** A button labeled 'Set Modifiers...'.
- Material:** A dropdown menu set to 'CONC'.
- Dimensions:**
 - Depth (t_3): 0.45
 - Width (t_2): 0.45
- Concrete:** A button labeled 'Reinforcement...'.
- Display Color:** A color selection box showing a cyan color.
- Diagram:** A grid showing a rectangular section with reinforcement bars (red dots) and dimensions (blue arrows labeled 2 and 3).
- Buttons:** 'OK' and 'Cancel' at the bottom.

Interface d'introduction des caractéristiques du béton et des aciers.

- Introduire les coffrages des éléments plans (dalles et voiles) en utilisant le raccourci suivant :



The image shows two side-by-side dialog boxes titled "Wall/Slab Section".

Left Dialog (WALL1):

- Section Name: WALL1
- Material: CONC
- Thickness: Membrane (0.25), Bending (0.25)
- Type: ☒ Shell, ☐ Membrane, ☐ Plate, ☐ Thick Plate
- Load Distribution: ☐ Use Special One-Way Load Distribution
- Set Modifiers... (button), Display Color: Blue (color swatch)
- OK (button), Cancel (button)

Right Dialog (DALLE):

- Section Name: DALLE
- Material: CONC
- Thickness: Membrane (0.16), Bending (0.16)
- Type: ☐ Shell, ☐ Membrane, ☒ Plate, ☐ Thick Plate
- Load Distribution: ☐ Use Special One-Way Load Distribution
- Set Modifiers... (button), Display Color: Green (color swatch)
- OK (button), Cancel (button)

Interfaces d'introduction des données pour les voiles et les dalles.

- Construire la structure en utilisant les raccourcis suivants :

o Pour les poteaux 

o Pour les poutres  ou 

o Pour les dalles et les voiles 

- Charger les poutres et les poutrelles en utilisant le raccourci suivant



Frame Distributed Loads

Load Case Name: DEAD Units: Ton-m

Load Type and Direction: ☒ Forces ☐ Moments Direction: Gravity

Options: ☐ Add to Existing Loads ☒ Replace Existing Loads ☐ Delete Existing Loads

Trapezoidal Loads:

	1	2	3	4
Distance	0.	0.25	0.75	1.
Load	0.	0.	0.	0.

☒ Relative Distance from End-I ☐ Absolute Distance from End-I

Uniform Load: Load: 0.

OK Cancel

Interface d'introduction des charges pour les poutres.

- Charger les dalles pleines en utilisant le raccourci suivant



Uniform Surface Loads

Load Case Name: DEAD Units: Ton-m

Uniform Load: Load: 0. Direction: Gravity

Options: ☐ Add to Existing Loads ☒ Replace Existing Loads ☐ Delete Existing Loads

OK Cancel

Interface d'introduction des charges pour les dalles.

- Définir le spectre du RPA à partir de logiciel tels que  qui permet d'introduire les données sismiques qui sont :
 - o La zone : III (Zone de forte sismicité, voir Annexe 1 du RPA 2003).
 - o Le groupe d'usage : 2 (bâtiments bureaux, voir chapitre 3.2 du RPA 2003).
 - o Le coefficient de comportement R : portiques contreventés par voiles (R=4).
 - o Le coefficient d'amortissement
 - o Site : S2.
 - o Facteur de qualité (Q):

$$Q=1.05$$

$$Q=1+\sum P_q$$

Interface de Calcul de Sa/g selon le RPA 99 V2003 par Mr CHEKIRED, Abdenmour

Coefficients Dynamiques :

Coefficient d'accélération de zone A	A	0.25
Coef de comportement de la structure R	R	4
Facteur de qualité Q	Q	1.05
Coefficient d'amortissement (%)	ξ	10
Catégorie du Site (1 / 2 / 3 / 4)		2
Temps maximal de calcul (secondes)		2
Increment de Calcul (secondes)		0.1
Nom du Fichier Résultats		

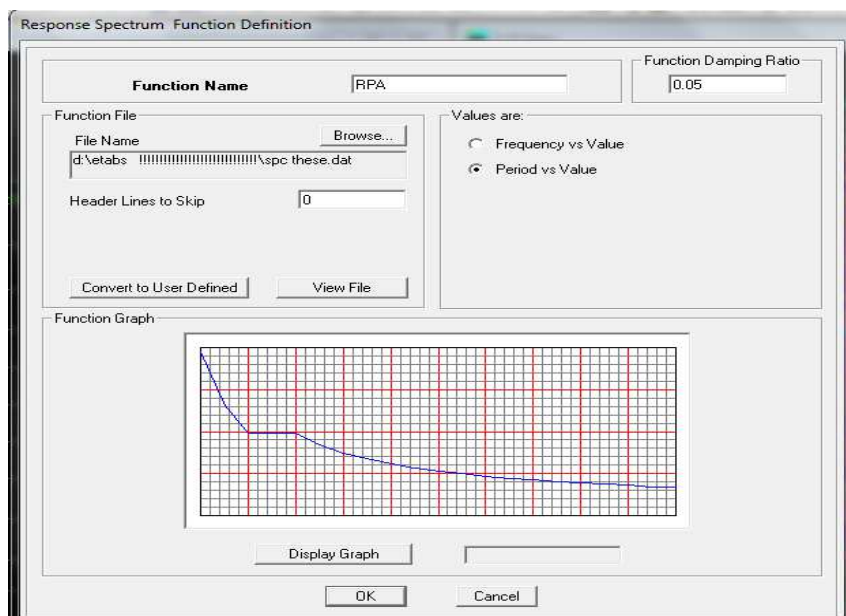
OK

T	Sa/g
0	0.3125
0.1	0.2085
0.2	0.1566
0.3	0.1566
0.4	0.1566
0.5	0.1349
0.6	0.1195
0.7	0.1078
0.8	0.0986
0.9	0.0912
1	0.085
1.1	0.0797
1.2	0.0753
1.3	0.0713
1.4	0.0679
1.5	0.0648
1.6	0.0621
1.7	0.0596

Interface du logiciel d'introduction des données du spectre.

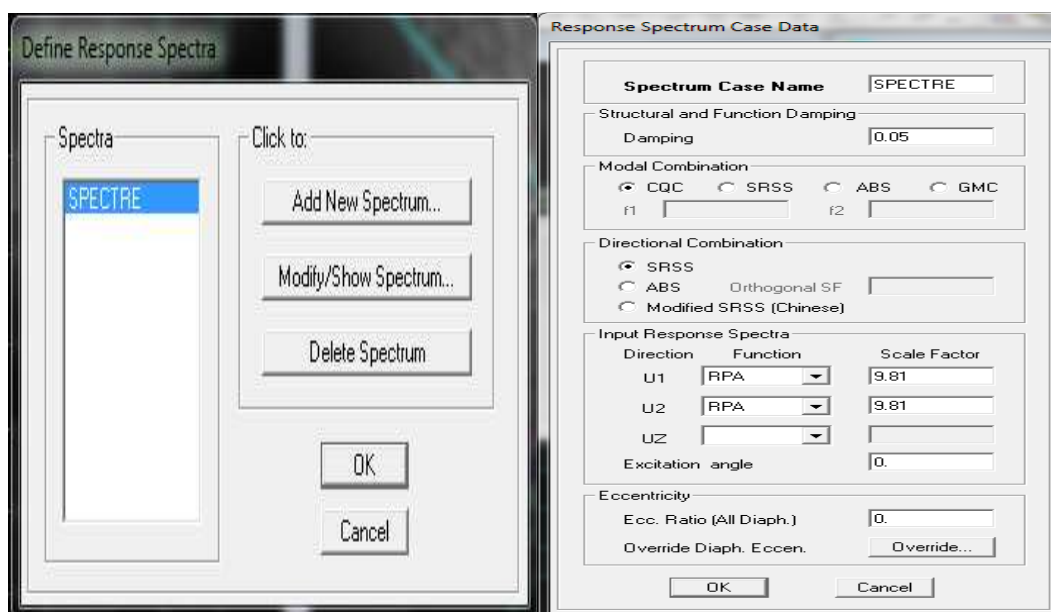
- Introduire le spectre du RPA en utilisant le raccourci suivant:





Interface d'introduction du spectre.

- Introduire les caractéristiques du spectre en utilisant le raccourci suivant



Interface de définition des caractéristiques du spectre.

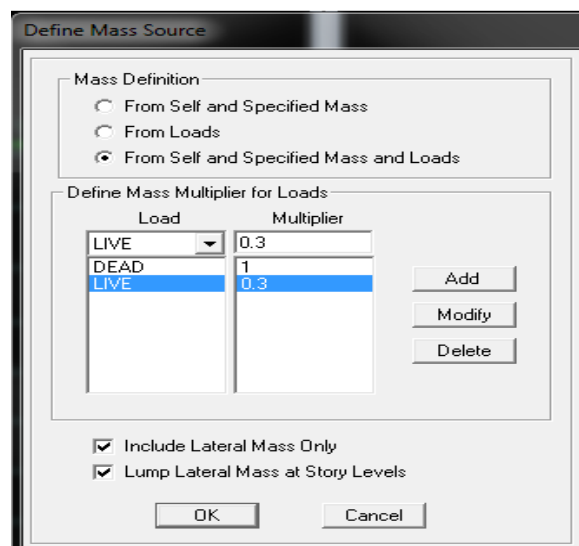
- Introduire du type d'appui pour les poteaux et les voiles à la base de la structure utilisant le raccourci suivant :





Interface d'introduction des types d'appuis.

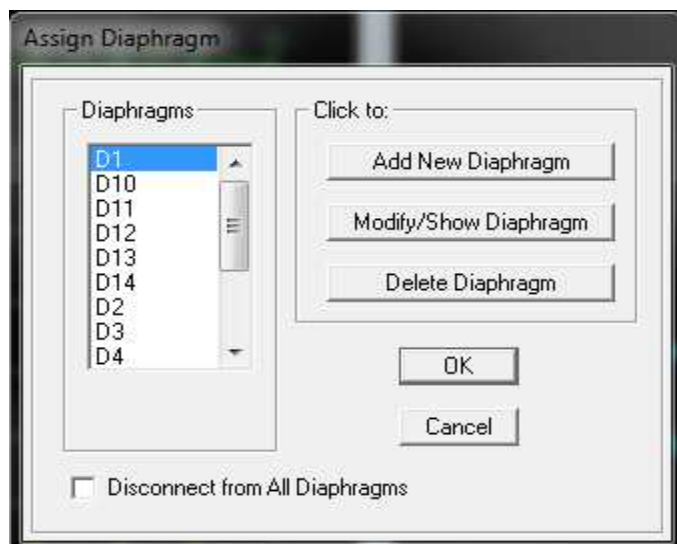
- Définir les coefficients permettant le calcul de la masse sismique en utilisant le raccourci suivant :



Interface d'introduction des coefficients définissant la masse sismique.

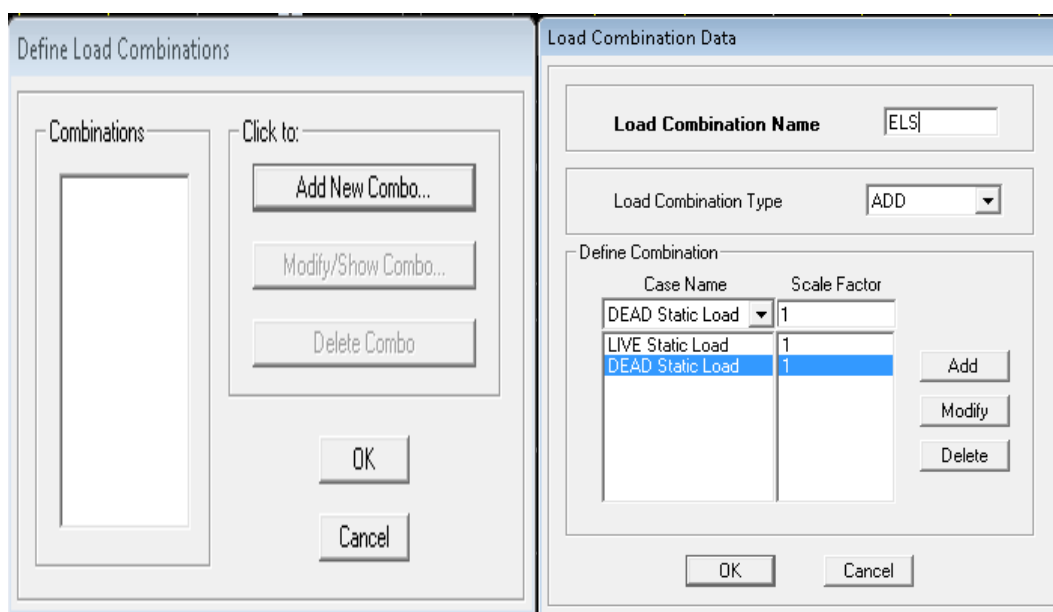
- Définir les différents diaphragmes en utilisant le raccourci suivant :





Interface d'introduction des différents diaphragmes.

- Introduire les combinaisons d'actions en utilisant le raccourci suivant :



Interfaces d'introduction des combinaisons d'action.

Les données étant introduites, une visualisation en 3D permet de voir la structure.

- La structure finale modélisée en 3D :

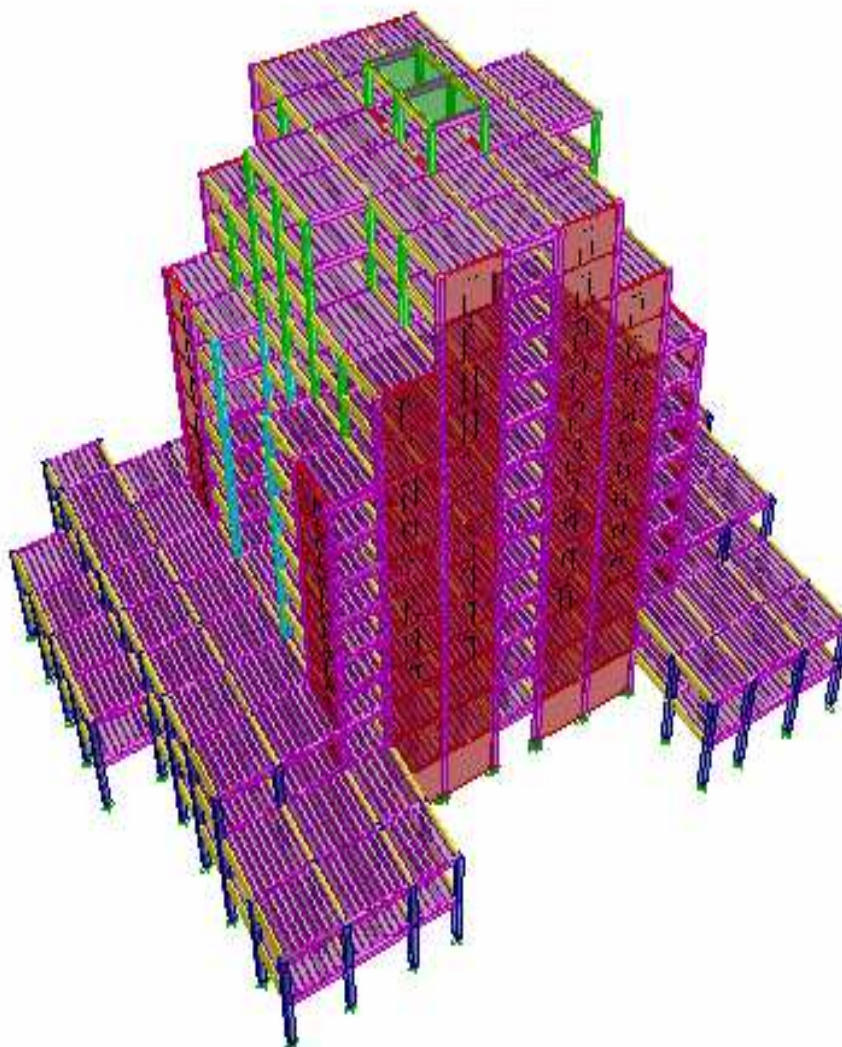


Figure IV.1 : La structure finale modélisée en 3D.

En affichant que les voiles, une vue en 3D nous permet de voir l'ensemble du système de contreventement assuré par les voiles.

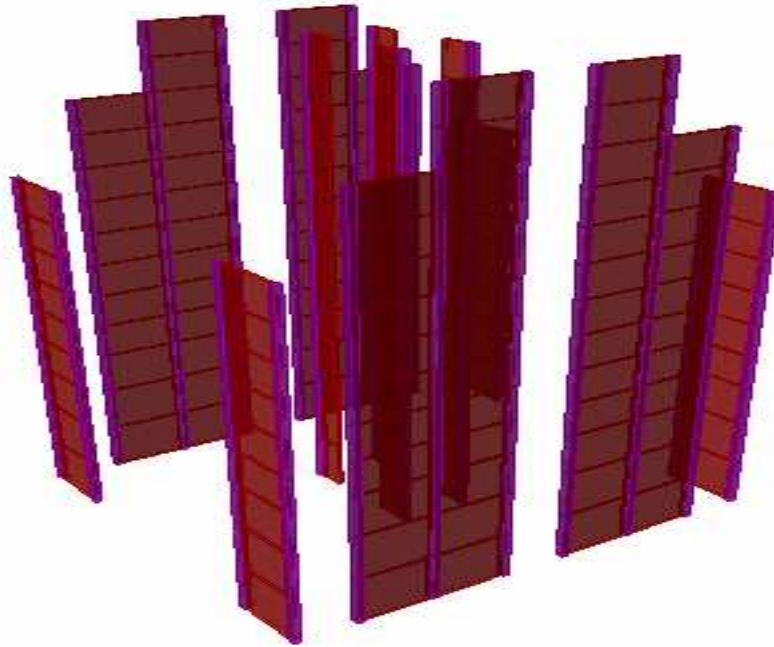


Figure IV.2 : Disposition des voiles dans la structure.

- Lancer l'analyse de la structure en sélectionnant **Analyze → Runanalysis** ou en cliquant sur la touche **F5**.
- Extraire les résultats soit sous forme de tableaux soit directement à partir des interfaces graphiques.

Conclusion :

Il est à présent clair qu'une modélisation exacte et conforme à la structure réelle est nécessaire afin d'avoir des résultats fiables.

Chapitre V

Calcul dynamique

V. 1-Introduction :

Les forces horizontales agissantes sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur en génie parasismique. Connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages.

V.2- Choix de la méthode de calcul :

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le RPA99/ version 2003 prévoit d'utiliser soit :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V.2.1- Méthode Statique Equivalente (MSE):

- **Principe de la méthode :**

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

- **Conditions d'application de la MSE :**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec :

$$H \leq 30\text{m en zone II}_a \text{ et III.}$$

- b) Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA (Art 4.1.2) en plus de la hauteur énoncée en a).

Les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser (05) niveaux ou 17mètres en zone (III) pour les groupes d'usages 2 et 3.

Remarque : Notre structure ne satisfait pas les conditions(a) et (b) car elle n'est pas régulière en élévation et dépasse (05) niveaux ou 17mètres en zone (III) pour les groupes d'usages 2.

V.2.2-Méthode dynamique modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

- **Principe de la méthode dynamique modale :**

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

- **Les hypothèses :**

- les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres) ;
- seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
- les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans ;
- le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse totale.

V.2.3-Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Conclusion :

La structure ne répond pas aux conditions exigées par le RPA pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente, alors le calcul se fera par la méthode dynamique spectrale.

V.3-Vérification des résultats de l'ETABS, selon le RPA99 version 2003 :

V.3.1-Type de contreventement:

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par le programme ETABS comme suit :

Sélectionner tout les poteaux⇒ **display** ⇒ **show tables** ⇒ **frame output** ⇒ **frame forces** ⇒ **table : column forces** ⇒ **OK**.

Sélectionner tout les voiles⇒ **display** ⇒ **show table** ⇒ **wall output** ⇒ **wall forces** ⇒ **table : wall forces** ⇒ **OK**.

L'effort total repris par les voiles et les portiques dans le niveau sélectionné :

$$\% V_{\text{portiques}} = \frac{V_{\text{portiques}}}{V} \times 100$$

$$\% V_{\text{voiles}} = \frac{V_{\text{voiles}}}{V} \times 100$$

- **Sens x – x :**

-Effort horizontal repris par les portiques = 64.6%.

-Effort horizontal repris par les voiles = 35.4 %.

- **Sens y – y :**

-Effort horizontal repris par les portiques = 62.6%.

-Effort horizontal repris par les voiles = 37.4%.

Conclusion:

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations due aux charges verticales dans le sens X-X et moins de 20% dans le sens Y-Y.

D'après le RPA99 modifié en 2003 :

Sens X-X : $V_{\text{portiques}} < 20\% V_{\text{voiles}} \Rightarrow$ le contreventement est mixte ($R=5$).

Sens Y-Y : $V_{\text{portiques}} > 20\% V_{\text{voiles}} \Rightarrow$ la structure est contreventée par voiles ($R=4$).

Remarque : si le contreventement est différent dans les deux directions, on considère la valeur de R la plus petite.

Donc le coefficient de comportement global de la structure : $R=4$

V.3.2- Modes de vibration :

Le nombre de mode à considérer :

Pour les structures représentées par des modes plan dans deux directions orthogonales, le nombre de mode de vibration à retenir dans chacune des directions d'excitations doit être tel que :

- ✓ La somme des masses totales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ✓ Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- ✓ Le minimum de mode à retenir est de 03 dans chaque direction considérée.
- ✓ Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre de mode (K) à retenir est tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.2 \text{ s}$$

N : est le nombre de niveaux au dessus du sol et T_K la période du mode K.

Pour notre structure, la somme des masses totales effectives pour les modes retenus est supérieure à 90 % (voir tableau V.3).

V.3.3- Estimation de la période fondamentale de la structure :

Selon le **RPA 99/03(art 4.2.4)**, la période empirique peut être calculée comme suit :

$$T_1 = C_T (h_N)^{3/4} = 0.05 (45.56)^{3/4} = 0.877 \text{ s}$$

On peut également utiliser la formule :

$$T_2 = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}} \quad \text{Avec : } T = \min\{T_1; T_2\}$$

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 45.56 \text{ m}$$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage ;

$C_T = 0.05$ (contreventement est assuré partiellement ou totalement par des voiles)

(Tableau 4.6 du RPA).

D : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$D_x = 60.3 \text{ m}$$

$$D_y = 45.3 \text{ m}$$

$$\text{Sens X-X: } T_2 = \frac{0.09 \times 45.56}{\sqrt{60.3}} = 0.528 \text{ s} \Rightarrow T = \min\{0.528, 0.877\} = 0.528 \text{ s}$$

$$\text{Sens Y-Y: } T_2 = \frac{0.09 \times 45.56}{\sqrt{45.3}} = 0.609 \text{ s} \Rightarrow T = \min\{0.609, 0.877\} = 0.609 \text{ s}$$

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur D est déterminée suivant ce tableau :

Conditions sur T	Période choisie
$T_{\text{etabs}} < T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{empirique}}$
$T_{\text{empirique}} < T_{\text{etabs}} < 1.3T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{etabs}}$
$1.3T_{\text{empirique}} < T_{\text{etabs}}$	$T = 1.3T_{\text{empirique}}$

$$\text{Sens X-X : } 1.3 \times 0.528 = 0.686 \text{ s} \Rightarrow 1.3T_{\text{empirique}} < T_{\text{etabs}} \Rightarrow T_x = 1.3T_{\text{empirique}} = 0.686 \text{ s}$$

$$\text{Sens Y-Y : } 1.3 \times 0.609 = 0.791 \text{ s} \Rightarrow 1.3T_{\text{empirique}} < T_{\text{etabs}} \Rightarrow T_y = 1.3T_{\text{empirique}} = 0.791 \text{ s}$$

V.3.4- Vérifications de l'effort tranchant à la base :

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par les combinaisons des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V_{statique} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

➤ Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

- A = 0.25 (groupe d'usage 2 ; zone III)
- R = 4 (portique contreventé par voiles)
- W : poids total de la structure donné par le logiciel ETABS avec $\beta = 0.3$ (facteur de pondération) donné par le **tableau (4. 5) du RPA**.
- Q : facteur de qualité :

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$ (**RPA99/03 formule 4. 4**).

- ✓ P_q : est la pénalité à retenir selon les critères de qualité « satisfait ou non ». Sa valeur est donnée par le **tableau (4.4 RPA 99)** tel que :

Critère « q »	Sens Transversal (Y)		Sens Longitudinal (X)	
	Observation	P_q	Observation	P_q
Condition minimale sur les files de contreventement	oui	0	oui	0
Redondance en plan	oui	0.00	oui	0.00
Régularité en plan	non	0.05	oui	0.00
Régularité en élévation	non	0.05	non	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0.00	oui	0.00
Contrôle de la qualité l'exécution	oui	0.00	oui	0.00
ΣP_q		0.10		0.05

Tableau V.1: Les critères du facteur de qualité.

- D : facteur d'amplification dynamique moyen :

Sa valeur est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D_{(x; y)} = \begin{cases} 2,5\eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_{(x; y)}}\right)^{2/3} & \dots\dots\dots T_2 \leq T_{(x; y)} \leq 3s \\ 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_{(x; y)}}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T_{(x; y)}}\right)^{5/3} & \dots\dots\dots T_{(x; y)} \geq 3s \end{cases}$$

- ✓ T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site qui est donnée par le **Tableau (RPA 99/03 Tab .4.7).**

Site ferme $\Rightarrow S_2 \Rightarrow T_2 = 0,4s$

- ✓ η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4.3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$$

- ✓ $\xi(\%)$: est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, de type de la structure est de l'importance du remplissage (**RPA99/03 Tab 4.2**)

Le système de contreventement est un contreventement par voiles $\Rightarrow \xi = 10\%$.

D'où $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0,76 > 0,7$ Condition vérifiée.

Nous avons : $0,4s \leq T_{(x,y)} \leq 3s$ donc : $D_{(x,y)} = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_{(x,y)}}\right)^{2/3}$

$D_x = 1.33$ et $D_y = 1.21$

Calcul du coefficient $C = \frac{A_x D_x Q}{R}$

$C_x = C_y = 0.1$

➤ **Vérification de l'effort tranchant à la base :**

On doit vérifier la condition suivante : $V_{(x,y)}^{dynamique} > 80 \% V_{(x,y)}^{statique}$

$V_x^{statique} = 18072.9 \text{ KN}$, $V_y^{statique} = 18072.9 \text{ KN}$

$V_x^{dynamique} = 14487.2 \text{ KN}$, $V_y^{dynamique} = 14540.2 \text{ KN}$

$V_x^{dynamique} = 14487.2 \text{ KN} > 80 \% V_x^{statique} = 14458.3 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

$V_y^{dynamique} = 14540.2 \text{ KN} > 80 \% V_y^{statique} = 14458.3 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

Remarque :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par les combinaisons des valeurs modales est inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente.

V.3.5- Vérification des déplacements :

✓ Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

✓ $\delta_k = R \times \delta_{ek}$ (**RPA99/03.Art. 4.4.3**).

✓ Le déplacement relatif du niveau « k » par rapport à « k-1 » est donnée par :

$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (**RPA99/03. Art. 5.10**).

Avec : $\Delta_k < 1\% h_e$

Les déplacements maximaux sont donnés par le logiciel ETABS comme suit : **display ⇒ show table ⇒ displacements ⇒ displacements data ⇒ table: Diaphragm CM Displacement.**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	$\delta_{ek(x)}$ (m)	$\delta_{ek(y)}$ (m)	R	$\delta_{k(x)}$ (m)	$\delta_{k(y)}$ (m)	Δ_x (m)	Δ_y (m)	1% he	Observation
14	0.0313	0,0734	4	0.1252	0.2936	0.0104	0.0164	0.0306	Vérifiée
13	0,0287	0,0693	4	0.1148	0.2772	0.0096	0.0168	0.0306	Vérifiée
12	0,0263	0,0651	4	0.1052	0.2604	0.0096	0.0192	0.0306	Vérifiée
11	0,0239	0,0603	4	0.0956	0.2412	0.0100	0.0216	0.0306	Vérifiée
10	0,0214	0,0549	4	0.0856	0.2196	0.0100	0.0240	0.0306	Vérifiée
09	0,0189	0,0489	4	0.0756	0.1956	0.0100	0.0252	0.0306	Vérifiée
08	0,0164	0,0426	4	0.0656	0.1704	0.0100	0.0232	0.0306	Vérifiée
07	0,0139	0,0368	4	0.0556	0.1472	0.0100	0.0272	0.0306	Vérifiée
06	0,0114	0,0300	4	0.0456	0.1200	0.0096	0.0248	0.0306	Vérifiée
05	0,0090	0,0238	4	0.0360	0.0952	0.0088	0.0236	0.0306	Vérifiée
04	0,0068	0,0179	4	0.0272	0.0716	0.0080	0.0220	0.0306	Vérifiée
03	0,0048	0,0124	4	0.0192	0.0496	0.0084	0.0224	0.0374	Vérifiée
02	0,0027	0,0068	4	0.0108	0.0272	0.0072	0.0188	0.0408	Vérifiée
01	0,0009	0,0021	4	0.0036	0.0084	0.0036	0.0084	0.0408	Vérifiée

Tableau V.2: Calcul des déplacements.

Conclusion :

Les déplacements inter-étages sont vérifiés.

V.3.6- Pourcentage de participation de la masse modale :(RPA99/03 art 4.3.4)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Pour extraire le taux de participation massique à partir du logiciel ETABS on suit les étapes suivantes :

Display⇒show table⇒modal information⇒building modal information⇒table: modal Participating Mass Ratios et le tableau suivant s'affiche:

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	1,272565	0	57,836	0	57,836	0	0
2	0,787033	57,0783	0	57,0783	57,836	0,0371	0,0371
3	0,593144	0,0222	0	57,1004	57,836	43,7347	43,7717
4	0,413024	0	15,4012	57,1004	73,2372	0	43,7717
5	0,237685	0	13,0412	57,1004	86,2784	0	43,7717
6	0,220063	3,5354	0	60,6358	86,2784	0,0191	43,7909
7	0,219875	0,0928	0	60,7286	86,2784	0,0001	43,791
8	0,219732	0,484	0	61,2126	86,2784	0	43,791
9	0,219195	4,9594	0	66,1719	86,2784	0,0752	43,8662
10	0,218775	14,0967	0	80,2686	86,2784	0,7634	44,6296
11	0,195748	0,1278	0	80,3964	86,2784	36,4494	81,079
12	0,163797	2,7692	0	83,1656	86,2784	0,0525	81,1315
13	0,160045	0	1,4119	83,1656	87,6902	0	81,1315
14	0,148617	0	0	83,1656	87,6902	0,4571	81,5886
15	0,125761	0	4,334	83,1656	92,0242	0	81,5886
16	0,108547	8,8691	0	92,0348	92,0242	0,0659	81,6545

Tableau V.3 : Participation massique.

Le mode fondamental est un mode de translation suivant l'axe (Y).

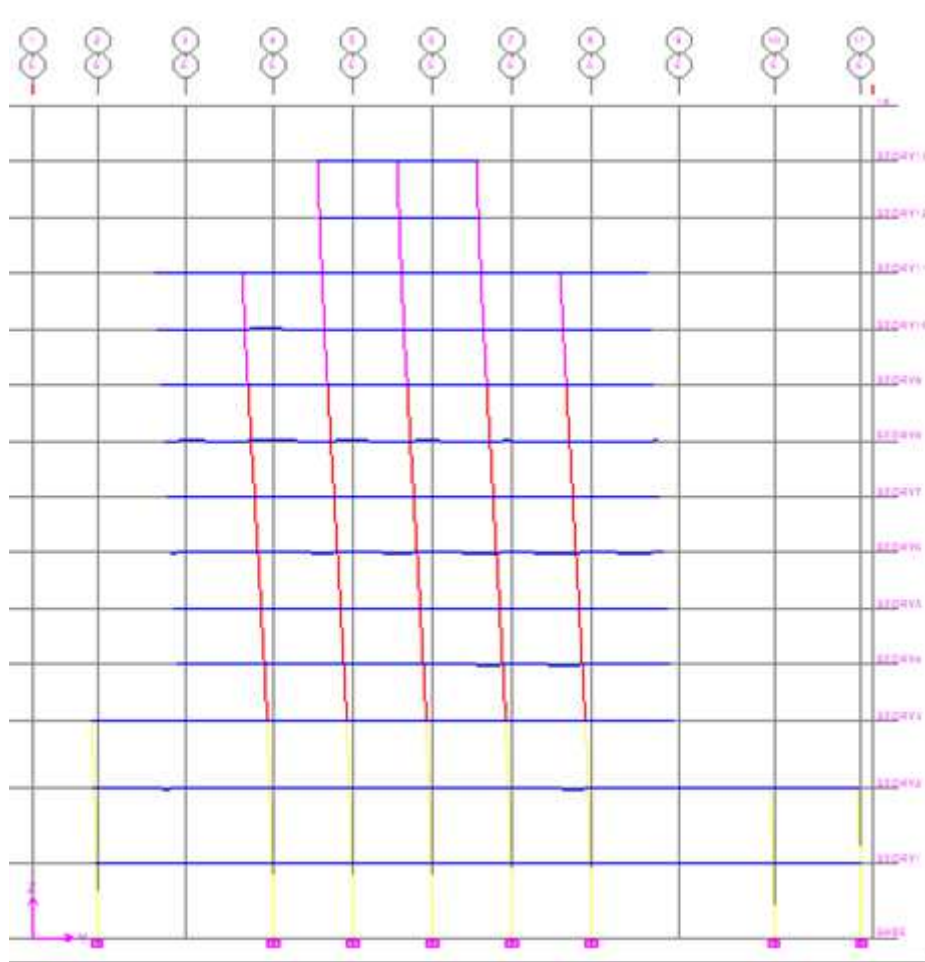


Figure V.3 : Translation du mode fondamental.

V.3.7- Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (RPA99/03.Art5.9) :

Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\Theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,1$$

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»

Etage	Pk (t)	$V_{kx/y}$ (t)	Δ_{kx} (m)	Δ_{ky} (m)	H_k (m)	θ_x	θ_y	Obs
STORY1	11352.6	1807.29	0.0036	0.0084	4.08	0.0055	0.0129	Vérifiée
STORY2	9474.18	1736.67	0.0072	0.0188	4.08	0.0096	0.0251	Vérifiée
STORY3	7581.33	1599.99	0.0084	0.0224	3.74	0.0106	0.0283	Vérifiée
STORY4	6094.95	1455.26	0.0080	0.0220	3.06	0.0109	0.0301	Vérifiée
STORY5	5409.17	1363.17	0.0088	0.0236	3.06	0.0114	0.0306	Vérifiée
STORY6	4722.39	1252.16	0.0096	0.0248	3.06	0.0118	0.0305	Vérifiée
STORY7	4035.62	1122.31	0.0100	0.0272	3.06	0.0117	0.0319	Vérifiée
STORY8	3348.84	973.61	0.0100	0.0232	3.06	0.0112	0.0260	Vérifiée
STORY9	2662.06	806.07	0.0100	0.0252	3.06	0.0107	0.0271	Vérifiée
STORY10	1969.30	627.56	0.0100	0.0240	3.06	0.0102	0.0246	Vérifiée
STORY11	1420.07	465.19	0.0100	0.0216	3.06	0.0099	0.0215	Vérifiée
STORY12	863.21	294.10	0.0096	0.0192	3.06	0.0092	0.0184	Vérifiée
STORY13	462.30	153.81	0.0096	0.0168	3.06	0.0094	0.0165	Vérifiée
STORY14	45.00	17.26	0.0104	0.0164	3.06	0.0088	0.0139	Vérifiée

Tableau V.4 : Vérification de l'effet P- Δ .**Conclusion:**

Les effets du second ordre peuvent être négligés.

V.4-Vérification de l'excentricité :

D'après le **RPA 99 /version 2003 (article 4.3.7)**, dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité additionnelle égale à $\pm 0.05L$ (L : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

On doit vérifier que: $|\mathbf{CM}_x - \mathbf{CR}_x| \leq 5\% L_x$.

$$|\mathbf{CM}_y - \mathbf{CR}_y| \leq 5\% L_y.$$

Avec: $\mathbf{C}_M$: Le centre de masse.

$\mathbf{C}_R$: Le centre de torsion.

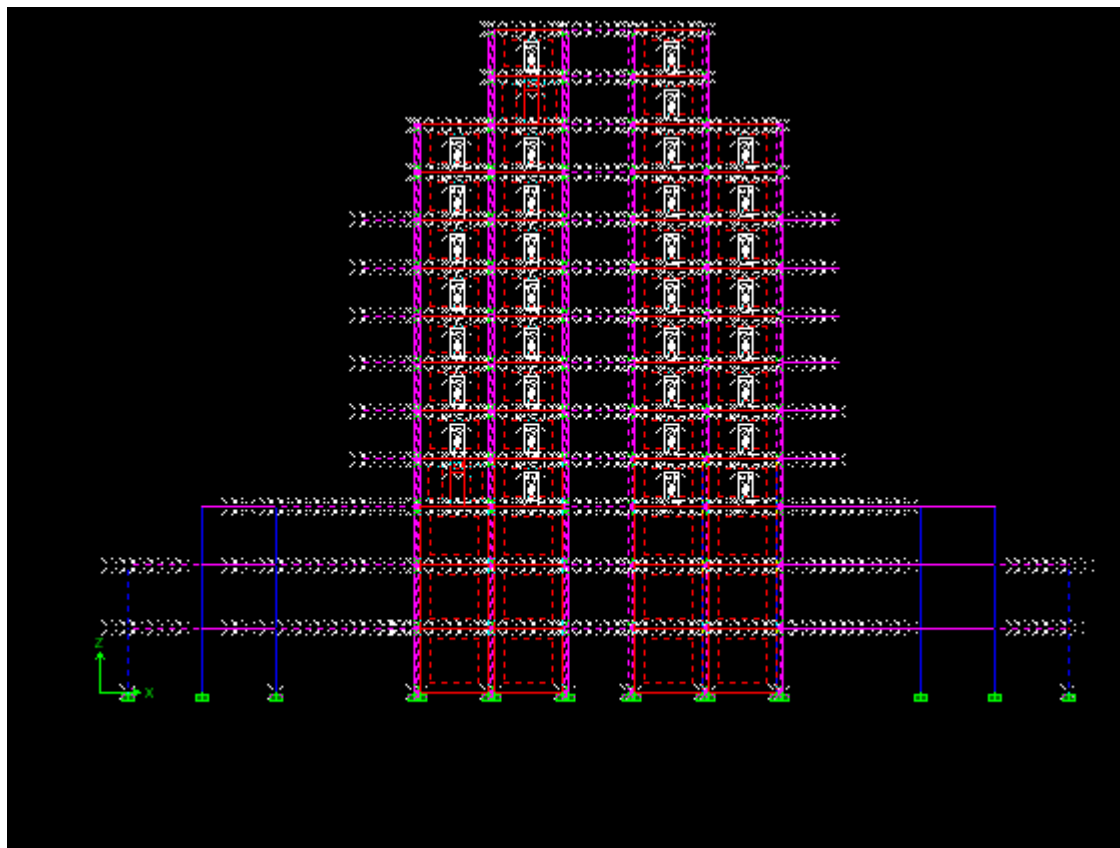
STORY	$\mathbf{C}_{Mx}$	$\mathbf{C}_{Rx}$	$\mathbf{C}_{My}$	$\mathbf{C}_{Ry}$	$\mathbf{C}_{Mx} - \mathbf{C}_{Rx}$	$\mathbf{C}_{My} - \mathbf{C}_{Ry}$	5 % L_x	5 % L_y
STORY1	29.989	21.246	30.157	21.8	-0.168	-0.554	2.265	3.015
STORY2	30.15	21.083	30.151	21.781	-0.001	-0.698	2.265	3.015
STORY3	30.159	18.983	30.151	21.704	0.008	-2.721	1.765	2.54
STORY4	30.208	21.847	30.152	21.691	0.056	0.156	0.870	1.54
STORY5	30.18	21.846	30.153	21.705	0.027	0.141	0.870	1.54
STORY6	30.177	21.847	30.154	21.716	0.023	0.131	0.870	1.54
STORY7	30.177	21.847	30.154	21.727	0.023	0.12	0.870	1.54
STORY8	30.191	21.847	30.155	21.737	0.036	0.11	0.870	1.54
STORY9	30.178	21.847	30.155	21.746	0.023	0.101	0.870	1.54
STORY10	30.221	21.847	30.155	21.755	0.066	0.092	0.870	1.16
STORY11	30.165	21.847	30.155	21.764	0.01	0.083	0.870	1.16
STORY12	30.243	21.846	30.155	21.773	0.088	0.073	0.870	1.16
STORY13	30.18	21.849	30.155	21.783	0.025	0.066	0.870	1.16
STORY14	30.15	21.85	30.15	21.847	0	0.003	0.435	0.21

Tableau V.5 : Vérification des excentricités réelles.

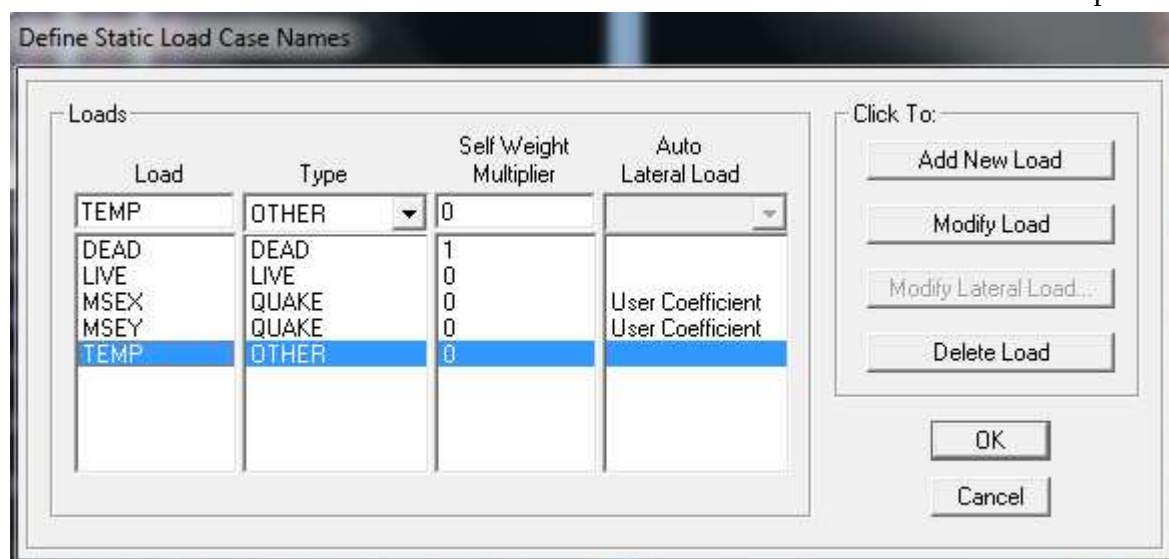
V.4-Etude thermique :

Vu que la longueur de notre bâtiment dépasse les longueurs admissibles par le RPA en zone III, et pour tenir compte de l'effet de dilatation thermique, on a procédé à un calcul à la température en suivant les étapes suivantes :

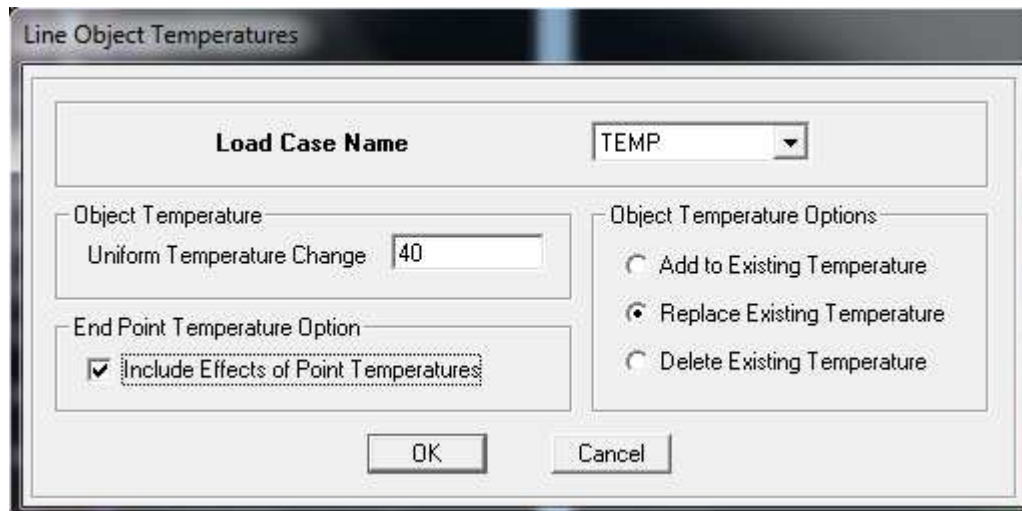
1-Vu qu'on ignore la direction du soleil nous avons pris la plus grande longueur du bâtiment exposée au soleil puis on a sélectionné tous les éléments de la façade et les terrasses éventuellement.



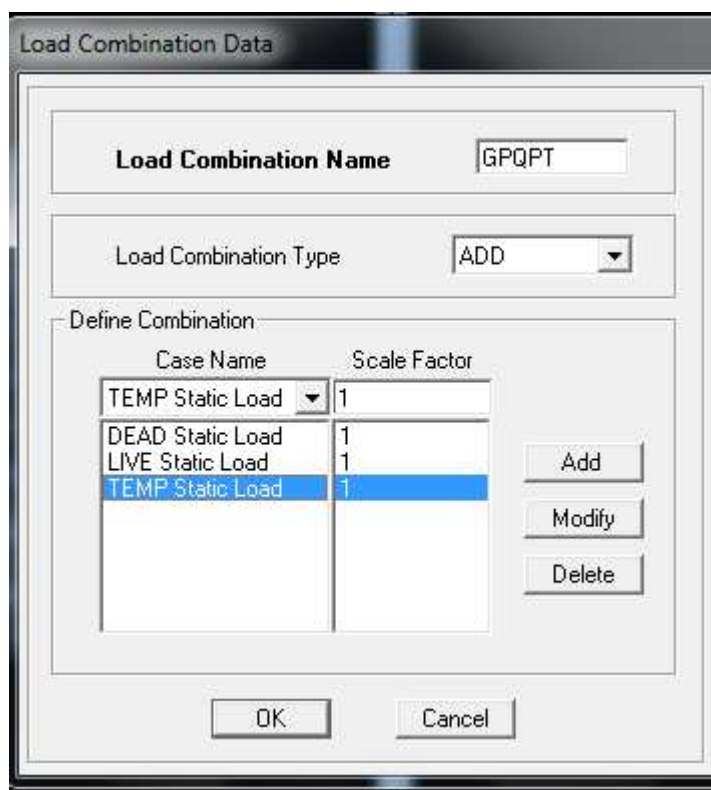
2-Nous avons défini la température :



3-Nous avons introduit la température :



4-Nous avons introduit la combinaison G+Q+T :



5-Nous avons extrait les efforts internes :

Nous avons choisi le poteau du RDC ensuite on a extrait les efforts et pour la combinaison G+Q+T et pour G+Q+E.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Efforts	G+Q+T	G+Q+E
$N_{\max}$ (kN)	255.6	372.7
$M_{\max}$ (kN.m)	6.8	70.1
$V_{\max}$ (kN)	5,8	20.6

Conclusion :

D'après les résultats obtenus on constate que les efforts trouvés par la combinaison G+Q+E sont supérieurs à ceux donnés par la combinaison G+Q+T donc on continue l'étude de notre ouvrage au séisme, on conclue que les joints ne sont pas nécessaires.

Conclusion générale sur les vérifications :

Toutes les conditions du RPA 99 version 2003 sont vérifiées. Donc on peut procéder au ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles).

Chapitre VI
Ferraillage des
éléments

VI.1-Introduction :

Après l'analyse, nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque élément.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans, les poutres soumises à la flexion simple dans un plan et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan.

VI.2-Ferrailage des poteaux :

-Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- A l'ELU $\rightarrow 1,35G + 1,5Q$
- A l'ELS $\rightarrow G + Q$
- RPA99 révisé/03 $\rightarrow G + Q + E$
- RPA99/03 $\rightarrow 0.8G \pm E$

-Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal avec le moment correspondant.
- Effort normal minimal avec le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal avec l'effort normal correspondant.

VI.2.1-Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :

- **Exposé de la méthode de calcul :**

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier trois cas :

- Section entièrement tendue (SET).
- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

a) Section entièrement tendue :

N : effort normal de traction.

C : centre de pression entre les armatures.

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

$$A_{si} = N_u \times \left(\frac{\left(\frac{h}{2} - c + e_u \right)}{\frac{f_e}{\gamma_s} \times (d - c)} \right)$$

$$A_{ss} = \left(N_u \times \frac{\gamma_s}{f_e} \right) - A_{si}$$

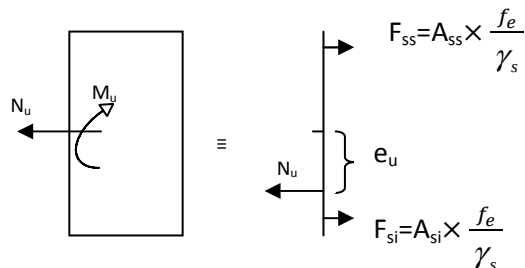


Figure VI.1 : Section entièrement tendue.

b) Section partiellement comprimée (SPC) :

Calcul de centre de pression : $e = \frac{M_u}{N_u}$

La section est partiellement comprimée si le centre « C » se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression) :

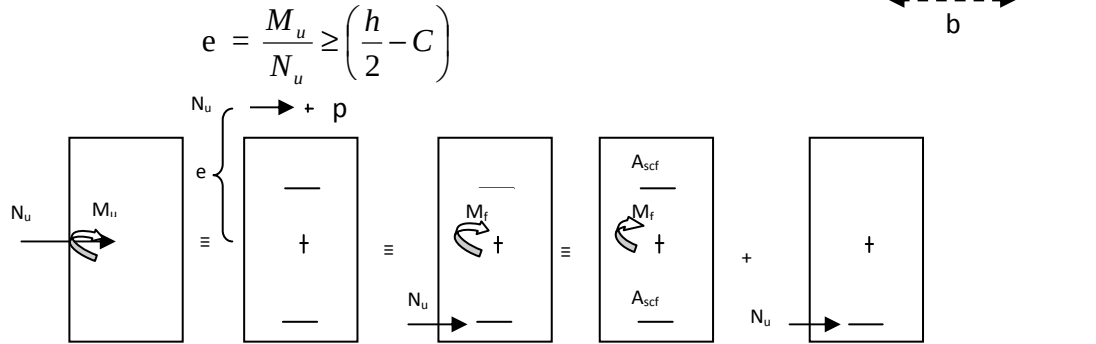


Figure VI.2 : Section partiellement comprimée.

Si le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures, l'effort normal est un effort de compression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - C$$

Dans ce cas il faut vérifier l'inégalité suivante :

$$\text{Si : } N_u(d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc}.$$

Et $p \notin$ noyau central $\Rightarrow$ SPC.

Avec :

M_f : Moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

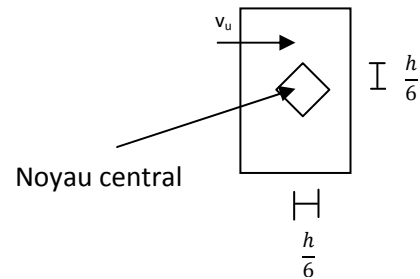
$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e \right) = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

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

- $\gamma_b = 1,5$ et $\theta = 1$ Pour fissuration durable

- $\gamma_b = 1,15$ et $\theta = 0,85$ Pour fissuration accidentelle

N_u : Effort de compression.



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes:

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

✓ 1^{er} cas :

$\mu \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la Section est simplement armée (SSA).

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est :

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

✓ 2^{ème} cas :

$\mu \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la Section est doublement armée (SDA).

-On calcule:

$$M_r = \mu_\ell b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A'_s = A'$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$.

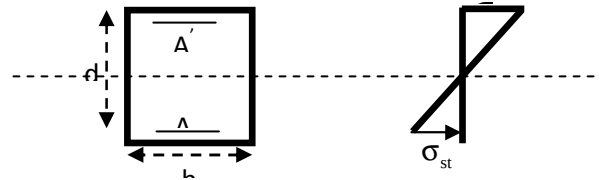
c) Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right).$$

$$N_u (d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}.$$

$p \in \text{noyau central} \Rightarrow \text{SEC}$



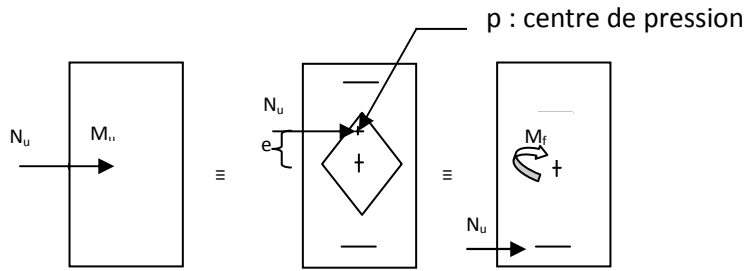


Figure VI.3 : section entièrement comprimée

*Deux situations peuvent se présenter :

• **1^{er} situation :**

$$N(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c}{h}\right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow SDA \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0$$

-Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

• **2^{ème} situation :**

$$N(d - c') - M_f < \left(0,5 - \frac{c}{h}\right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow SSA$$

$$\Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s = 0$$

-Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,357 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

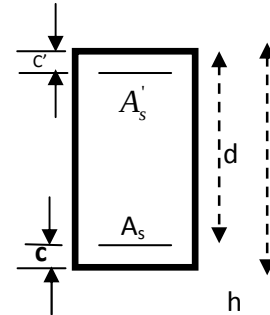


Figure VI.4 : Section du poteau (bxh).

➤ **Armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Le pourcentage minimal : 0,90 % de la section du poteau en zone III.

Section des poteaux (cm ²)	A min (cm ²)
50x50	22.5
45x45	18.22
40x40	14.4

- Le pourcentage maximal en zone courante : 4 % de la section du poteau.

Section des poteaux (cm ²)	A max (cm ²)
50x50	100
45x45	81
40x40	64

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement : 6 % de la section du poteau.

Section des poteaux (cm ²)	A max (cm ²)
50x50	150
45x45	121.5
40x40	96

- Le diamètre minimal est de 12[mm]
- La longueur minimale de recouvrement $L_R = 50\Phi$ en zone III.
- La distance entre les barres longitudinales dans une face ne doit pas dépasser 20cm en zone III.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critique).

Zone	Efforts	P (kN)	M ₂ (kN.m)	Combinaison	b (cm)	h (cm)	A(cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Ferrailage
(I)	P min	0.3	113.6	0,8 G ± E	50	50	7.13	16.57	2T16+4T20
	P max	6.1	82.9	0,8 G ± E	50	50	5.07	16.57	2T16+4T20
	M max	718	235.4	0,8 G ± E	50	50	7.47	16.57	2T16+4T20

Tableau VI.1 : Ferrailage des poteaux sous M₂ (sens longitudinal).

➤ **Armatures transversales : (Art 7.4.2.2 RPA99/03)**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel

- Empêcher le déplacement transversal du béton

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

Zone	Efforts	P (kN)	M ₃ (kN.m)	Combinaison	b (cm)	h (cm)	A (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Ferrailage
(I)	P min	0.3	63.5	0,8 G ± E	50	50	3.91	14.32	4T16+2T20
	P max	6.1	44	0,8 G ± E	50	50	2.61	14.32	4T16+2T20
	M max	967	89.8	G + Q ± E	50	50	0	14.32	4T16+2T20

Tableau VI.2 : Ferrailage des poteaux selon M3 (sens transversal).

Remarque :

Avec le ferrailage retenu en zone I $A_{adop}=22.24\text{cm}^2$, la section minimale du RPA n'est pas atteinte $A_{min}=22.5\text{cm}^2$; pour cela nous avons opté pour un ferrailage supérieur au ferrailage minimal du RPA et qui sera de $12\text{T}16=24.11\text{cm}^2$.

Ce ferrailage sera adopté dans toutes les zones.

♦ Calcul des armatures transversales :

-Diamètre :

D'après le (**BAEL 91**), le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{22.5}{3} = 7.5 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8\text{mm}$$

On adopte: $A_t = 2.01\text{cm}^2 = 2\text{HA}8$.

-Longueurs de recouvrement : $L_r = 40 \Phi_t = 40 \times 0.8 = 32\text{cm}$.

-Espacement des diamètres : (BAEL91/Art8.13)

$$S_t \leq \min(15\phi_L^{\min}, 40\text{cm}, a + 10\text{cm}) = \min(15 \times 1.6, 40\text{cm}, 30 + 10\text{cm}).$$

$$S_t \leq 24\text{cm}.$$

Avec a : le plus petit des côtés pour les poteaux.

➤ **Recommandations du RPA 99 révisé 2003 /Art7.4.22 :**

▪ **En zone nodale :**

$$S_t \leq (10\Phi_L^{\min}, 15\text{cm}) = \min(10 \times 1,6, 15\text{cm}) = 15\text{cm}.$$

▪ **En zone courante :**

$$S_t \leq \min(15\Phi_L^{\min}) = 24\text{cm}.$$

L'écartement (S_t) des armatures transversales sera égal à :

-En zone nodale $S_t = 15\text{cm}$.

-En zone courante $S_t = 24\text{cm}$.

VI.2.2-Vérifications à l'ELS :

Le calcul des contraintes du béton et d'acier se fera dans les deux directions x-x et y-y

- Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée (SEC).
- Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC).

Avec : M_s : Moment de flexion à l'ELS.

N_s : L'effort normal à l'ELS.

❖ **Section entièrement Comprimée :**

-La section totale homogène est : $S = bh + n (A_s + A'_s)$.

-La position du centre de gravité résistante.
$$X_G = 15 \frac{A' \left(\frac{h}{2} - d' \right) - A_s \left(d - \frac{h}{2} \right)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- Le moment d'inertie de la section totale homogène.

$$I = \frac{bh^3}{3} + bhX_G^2 + 15 \left[A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 - A_s \left(d - \frac{h}{2} + X_G \right)^2 \right]. \text{ On doit vérifier}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G \right)}{I} \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} ;$$

alors :

$$\sigma_{\text{inf}} = \left(\frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G \right)}{I} \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}.$$

✓ Condition de non fragilité :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est donnée par :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{e_s - 0,455 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d} \cdot b \cdot d$$

Avec : $A_{\min}$: Section minimale d'aciers tendus ;

* f_{t28} : Résistance du béton à la traction à 28 jours ;

* f_e : Contrainte limite élastique des aciers ;

* e_s : Excentricité de l'effort normal à l'ELS ;

* d : Hauteur utile ;

* b : Largeur de la section de béton ;

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

-Sens longitudinal des poteaux :

Poteaux	N _s [kN]	M _s [kN.m]	es(cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Obs
50x50	2342.9	0.25	0.01	7.01	16.57	vérifiée
45x45	1670.8	0.64	0.03	5.65	16.57	vérifiée
40x40	652.6	0.08	0.01	4.43	16.57	vérifiée

-Sens transversal des poteaux :

poteaux	N _s [kN]	M _s [kN.m]	e _s (cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Obs
50x50	2342.9	0.4	0.01	7.01	14.32	vérifiée
45x45	1670.8	2.16	0.12	5.69	14.32	vérifiée
50x50	652.6	3.58	0.05	4.63	14.32	vérifiée

✓ **Vérification de la quantité d'armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales est donnée par:

-Si: $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b$

-Si: $\lambda_g \geq 3$ $A_t^{\min} = 0,8\% S_t \times b$

-Si : $3 \leq \lambda_g \leq 5$ interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec : b : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} \quad , i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad , l_f = 0.7 h_e$$

Pour le cas le plus défavorable :

$$l_f = 0.7 \times 4,08 = 2.856 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.856}{0.5} = 5.712$$

$$\mu > 5$$

▪ **En zone nodale :** $A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 50 \times 15 = 2.25 \text{ cm}^2$

▪ **En zone courante :** $A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 50 \times 24 = 3.6 \text{ cm}^2$

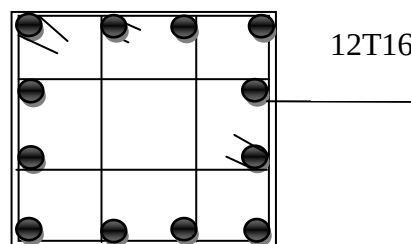
$$\begin{cases} A_{\min} = 1.5 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1.8 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

-Vérification des contraintes à l'ELS :

Zone	Efforts	Ns (kN)	Ms (kN.m)	As (cm ²)	σ_{bcs} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	σ_{si} (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Obs
I	Nmax	234.3	0.025	24.11	0.9	0.9	15	12.8	12.8	348	Vérifiée
	N min	6.45	1.37	24.11	0.1	0	15	1.2	1	348	Vérifiée
	Mmax	12.73	3.87	24.11	0.3	0	15	4.8	3.2	348	Vérifiée
II	Nmax	167.1	0.06	24.11	0.7	0.7	15	11	11	348	Vérifiée
	N min	6.94	0.236	24.11	0	0	15	0.3	0.6	348	Vérifiée
	Mmax	3.097	8.55	24.11	0.7	0	15	7.1	26.8	348	Vérifiée
III	Nmax	65.26	0.358	24.11	0.4	0.3	15	5	5.6	348	Vérifiée
	N min	7.07	1.76	24.11	0.2	0	15	3.1	2.4	348	Vérifiée
	Mmax	8.55	3.097	24.11	0.4	0	15	7.2	4	348	Vérifiée

Tableau VI.3 : Vérification des contraintes à l'ELS selon M2.

Zone	Efforts	Ns (kN)	Ms (kN.m)	As (cm ²)	σ_{bcs} (MPa)	σ_{bci} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	σ_{si} (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$	Obs
I	Nmax	234.3	0.025	24.11	0.9	0.9	15	12.8	12.8	348	Vérifiée
	N min	6.45	1.83	24.11	0.1	0	15	1.5	2.1	348	Vérifiée
	Mmax	0.106	6.05	24.11	0.4	0	15	3.9	17.8	348	Vérifiée
II	Nmax	167.1	0.06	24.11	0.7	0.7	15	11	13.5	348	Vérifiée
	N min	6.94	4.43	24.11	0.4	0	15	4.2	10.9	348	Vérifiée
	Mmax	52.4	5.766	24.11	0.5	0	15	0.6	7.3	348	Vérifiée
III	Nmax	65.3	0.358	24.11	0.4	0.3	15	5	5.6	348	Vérifiée
	N min	7.01	3.187	24.11	0.4	0	15	8	4	348	Vérifiée
	Mmax	12.3	5.094	24.11	0.6	0	15	6.4	12.8	348	Vérifiée

Tableau VI.4 : Vérification des contraintes à l'ELS selon M3.**Figure VI.5 : Schéma de ferrailage des poteaux. (50x50), (45x45), (40x40).**

VI.3-Ferraillage des poutres :

Le ferraillage des poutres sera déterminé en flexion simple pour les sollicitations maximales données par les combinaisons suivantes :

- ELU : $1.35G+1.5Q$
- RPA99/03 $\begin{cases} 0.8G \pm E \\ G+Q \pm E \end{cases}$

Puis on procédera à une vérification à l'ELS.

VI.3.1-Recommandation du RPA version 2003 :

❖ Armatures longitudinales :

Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5 % en toute section ($A_{\min}=0.5\% \times b \times h$)

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- En zone courante : 4 %
- En zone de recouvrement : 6 %

	$A^{\max}[\text{cm}^2]$		$A^{\min}[\text{cm}^2]$
	Zone courante	Zone de recouvrement	
Poutres principales	54	81	6.75
Poutres secondaires	48	72	6

La longueur minimale de recouvrement est de : 50Φ (en zone III).

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

❖ Armatures transversales :

- Quantité d'armatures transversales minimales :(Art 7.5.2.2/BAEL)

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

- Espacement maximal des armatures transversales : (Art A.5.1.22/ BAEL)

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12 \Phi \right) \quad \rightarrow \text{En zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \rightarrow \text{En zone courante.}$$

Φ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

VII.3.2-Etapes de calcul des armatures longitudinales :

❖ Calcul du moment réduit :

$$M_r = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bc}$$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec : M_r : moment réduit.

$$\left\{ A_u = A_{u1} + A_{u2} = \frac{M_f}{\beta_l \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} \text{ et } A'_u = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \right.$$

VI.3.3- Ferrailage des poutres principales :

Poutres principales									
Zone		M [kN. m]	B [cm]	H [cm]	Obs	A[cm ²]	Comb	Ferrailage	A adopté [cm ²]
(I)	En travée	121.0	30	45	SSA	8.95	ELU	3HA12+3HA14	10.64
	Aux appuis	160.0	30	45	SSA	12.27	ELU	3HA14+3HA16	12.30
(II)	En travée	96.0	30	45	SSA	6.96	G+Q [±] E	3HA12+3HA14	10.64
	Aux appuis	127.0	30	45	SSA	9.45	G+Q [±] E	3HA14+3HA16	12.30
(III)	En travée	80.0	30	45	SSA	5.72	G+Q [±] E	3HA12+3HA14	10.64
	Aux appuis	125.3	30	45	SSA	9.31	G+Q [±] E	3HA14+3HA16	12.30

Tableau VI.5 : Ferrailage des poutres principales.

VI.3.4-Ferrailage des poutres secondaires :

Poutres secondaires									
Zone		M [kN. m]	b[cm]	h[cm]	Obs	A[cm ²]	Comb	Ferrailage	A adopté [cm ²]
(I)	En travée	76.5	30	40	SSA	6.29	0.8G+ $\pm$ E	3HA12+3HA14	10.64
	Aux appuis	90.9	30	40	SSA	7.59	G+Q $\pm$ E	3HA12+3HA14	10.64
(II)	En travée	97.4	30	40	SSA	8.20	0.8G+ $\pm$ E	3HA12+3HA14	10.64
	Aux appuis	109.2	30	40	SSA	9.31	G+Q $\pm$ E	3HA12+3HA14	10.64
(III)	En travée	81.6	30	40	SSA	6.75	0.8G+ $\pm$ E	3HA12+3HA14	10.64
	Aux appuis	102.1	30	40	SSA	8.64	G+Q $\pm$ E	3HA12+3HA14	10.64

Tableau VI.6: Ferrailage des poutres secondaires.

VI.3.5- Vérification des sections d'armatures minimales selon l'RPA :

A tot-adop [cm²]		A min [cm²]	Observation
Poutres principales	22.96	6.75	Vérifiée
Poutres secondaires	21.26	6.00	Vérifiée

❖ Vérification à l'ELU :

✓ Vérification de la condition de non fragilité :

On doit vérifier que : $A_s \geq A_{\min} = 0.23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$

- Poutres principales : $A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 42.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.54 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}}$

- Poutres secondaires : $A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 37.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.36 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}}$

✓ **Justification sous sollicitations d'effort tranchant : (BAEL91.Art A.5.1)**

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u \leq \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 4.35 \text{ MPa.} \quad \text{Avec : } \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd}$$

$T_u^{\max}$: Effort tranchant max.

- Poutres principales : $\tau_u = \frac{26.5 \times 10^3}{300 \times 425} = 0.21 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.
- Poutres secondaires : $\tau_u = \frac{215.4 \times 10^3}{300 \times 375} = 1.91 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

✓ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures : (BAEL91.Art A.5.1.3.2.1)**

Lorsqu'au droit d'un appui: $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$. On doit prolonger au delà de l'appareil de

l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à $\left[T_u - \frac{M_u}{0,9d}\right]$

$$\text{D'où : } A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right).$$

- Poutres principales: $215.4 - \frac{121}{0,9 \times 0.425} = -101 < 0$
- Poutres secondaires : $26.5 - \frac{17.8}{0,9 \times 0.375} = -26.24 < 0$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

✓ **Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :**

$$\text{On doit vérifier que : } T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9.d.b.f_{c28}}{\gamma_b}$$

- Poutres principales : $\bar{T}_u = 998 \text{ KN} > T_u = 215.4 \text{ KN} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.
- Poutres secondaires : $\bar{T}_u = 880.4 \text{ KN} > T_u = 26.5 \text{ KN} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

✓ **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis :**

▪ **Vérification de la contrainte d'adhérence acier –béton : (BAEL 91, Art. A.6.1.3)**

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_s = \frac{T_u}{0,9.d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\sum U_i$: Périmètre des aciers = $\sum n \Pi \varnothing$

- Poutres principales : $\tau_s = \frac{T_u}{0,9.d \sum U} = \frac{215.4 \times 10^3}{0,9 \times 425 \times 282.6} = 2 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}$

$$\text{- Poutres secondaires : } \tau_s = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \sum U} = \frac{26,5 \times 10^3}{0,9 \times 375 \times 282,6} = 0,28 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}$$

❖ Calcul de longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\phi_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

o Pour les $\Phi 16$: $l_s = 54,44 \text{ cm}$.

o Pour les $\Phi 14$: $l_s = 49,38 \text{ cm}$.

o Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à $(0,4 l_s)$ pour les barres à haute adhérence.

o Pour les $\Phi 16$: $l_s = 22,58 \text{ cm}$

o Pour les $\Phi 14$: $l_s = 19,75 \text{ cm}$

❖ Calcul des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10} \right) = \min (1,28 ; 1,2 ; 3) = 1,2 \text{ cm}$$

Soit : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit $A_t = 4 \text{ HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

❖ Calcul des espacements :

▪ **Zone nodale :** $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12 \Phi_L, 30 \text{ cm} \right)$

- Poutres principales de $(30 \times 45) \text{ cm}^2$: $S_t \leq 11,25 \text{ cm} \rightarrow$ On prend $S_t = 10 \text{ cm}$.

- Poutres secondaires de $(30 \times 40) \text{ cm}^2$: $S_t \leq 10 \text{ cm} \rightarrow$ On prend $S_t = 8 \text{ cm}$.

▪ **Zone courante :** $S_t' \leq \frac{h}{2}$

- Poutre principales de $(30 \times 45) \text{ cm}^2$: $S_t \leq 22,5 \text{ cm} \rightarrow$ On prend $S_t = 20 \text{ cm}$.

- Poutre secondaire de $(30 \times 40) \text{ cm}^2$: $S_t \leq 20 \text{ cm} \rightarrow$ On prend $S_t = 15 \text{ cm}$.

❖ Délimitation de la zone nodale :

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}$$

h : Hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : Dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poutres.

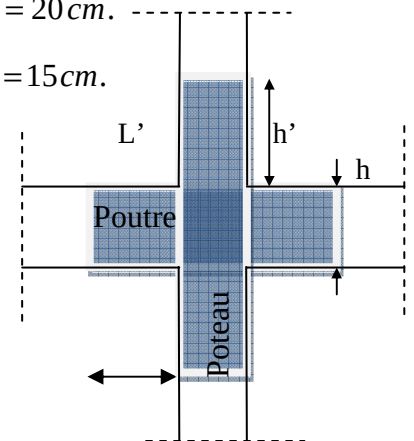


Figure VI.6 : Surface d'influence d'une poutre.

On aura :

$h' = 60 \text{ cm}$

$-L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$: poutre principales de $(30 \times 45) \text{ cm}^2$

$-L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$: poutre secondaire de $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

Remarque :

Le 1^{er} cadre doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

✓ Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm} > A_t^{\min} = 1,35 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.3.6-Vérifications à l'ELS :

✓ Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

✓ Etat limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_x} \times y_1$$

I_x : Moment quadratique par rapport à l'axe neutre.

$$I_x = \frac{b \times y_1^3}{3} + n A_s' (y_1 - d')^2 + n A_s (d - y_1)^2$$

y_1 : Position de l'axe neutre, donnée par l'équation : $\frac{b}{2} y_1^3 - n A_s' (y_1 - d') - n A_s (d - y_1) = 0$

-On détermine $\rho_1 = \frac{100 A_s}{b d}$

-Déduire les valeurs de β_1 , α_1 et K

+Les contraintes valent alors : $\sigma_{bc} = K \sigma_s$ et $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta d A_s}$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Poutres principales									
Zone		M_s [kN. m]	ρ_1	A_s [cm ²]	σ_{st} [MPa]	$\bar{\sigma}_{st}$ [MPa]	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Observation
(I)	En travée	86	0.64	8.64	265.5	348	7.2	15	Vérifiée
	Aux appuis	115	0.91	12.3	254.3	348	5.6	15	Vérifiée
(II)	En travée	40.4	0.64	8.64	124.7	348	3.4	15	Vérifiée
	Aux appuis	74.3	0.91	12.3	164.3	348	3.6	15	Vérifiée
(III)	En travée	48.0	0.64	8.64	148.2	348	4.0	15	Vérifiée
	Aux appuis	78.0	0.91	12.3	172.5	348	3.8	15	Vérifiée

Tableau VI.7 : Vérification des armatures des poutres principales

Poutres secondaires									
Zone		M_s [kN. m]	ρ_1	A_s [cm ²]	σ_{st} [MPa]	$\bar{\sigma}_{st}$ [MPa]	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Observation
(I)	En travée	10.0	0.88	10.64	28.9	348	0.70	15	Vérifiée
	Aux appuis	17.2	0.88	10.64	49.7	348	1.14	15	Vérifiée
(II)	En travée	7.0	0.88	10.64	20.2	348	0.46	15	Vérifiée
	Aux appuis	10.2	0.88	10.64	29.5	348	0.68	15	Vérifiée
(III)	En travée	9.0	0.88	10.64	26.0	348	0.60	15	Vérifiée
	Aux appuis	12.0	0.88	10.64	34.7	348	0.80	15	Vérifiée

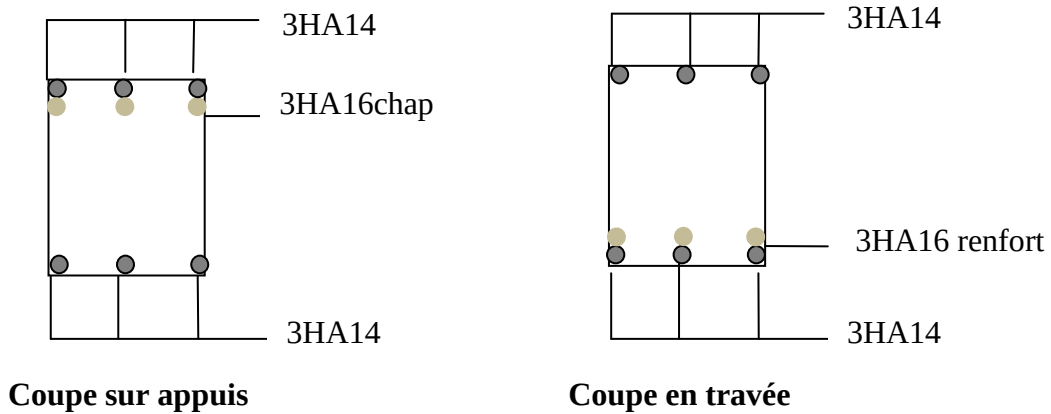
Tableau VI.8 : Vérification des armatures des poutres secondaires.

✓ Vérification de la flèche :

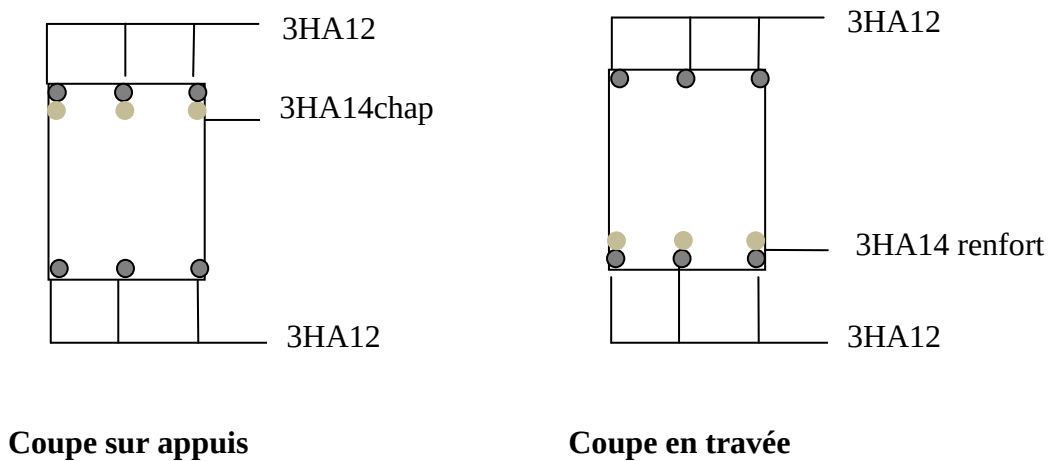
On doit justifier l'état limite de déformation par le calcul de la flèche f , qui ne doit pas dépasser la valeur limite $\bar{f}$.

- o La valeur limite de la flèche : pour $L \leq 5m \Rightarrow \bar{f} = \frac{L}{500}$
- o La flèche est donnée par le logiciel ETABS $f = 0.002m < 10.5 \text{ mm}$ Condition vérifiée.

• Exemple de Ferrailage d'une poutre principale :



Poutre principale



Poutre secondaire

Figure VI.7 : Schéma de ferrailage des poutres.



VI.4-Ferrailage des voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Il est sollicité par un effort normal (N), un effort tranchant (V) et un moment fléchissant (M). Les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement. Pour faire face aux sollicitations on prévoit trois types d'armatures : armatures verticales, longitudinales et transversales.

VI.4.1 -Exposé de la méthode de calcul des voiles :

IL existe plusieurs méthodes de calcul de ferrailage des voiles parmi lesquelles :

- 1) méthodes des bandes qui repartie les aciers en fonction de la distribution des contraintes selon la longueur du voile.
- 2) méthode classique de calcul de section d'acier en flexion composée qui regroupe toute la section d'acier à l'extrémité du voile. Cette méthode est simple mais nécessite la connaissance du bras de levier des aciers (ce qui ne correspond pas à l'enrobage comme c'est le cas pour les poteaux et les poutres). Un calcul par étapes doit se faire en fonction de la section calculée et des aciers retenus)

VI.4.1.1-Ferrailage des trumeaux :

La méthode utilisée est la méthode des bandes.

❖ Exposé de la méthode de la méthode des bandes :

Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I_v} \quad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I_v}$$

Avec :

B : section de béton B=l xe

I : moment d'inertie des trumeaux.

V, V' : bras de levier $V=V'=\frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Les efforts (N, M) les plus défavorables seront relevés directement de notre fichier résultat

Le découpage du diagramme des contraintes en bande de largeur « d » est donné par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right) \text{ RPA 99 (Art.7.7.4).}$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus du plancher du voile considéré.

L_c : longueur de la zone comprimée.

L_t : longueur tendue.

Les efforts normaux et les aciers correspondant à la bande considérée sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

▪ **Section entièrement tendue :**

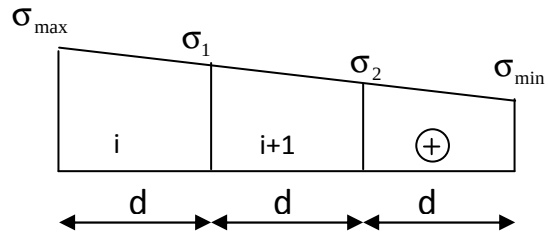
$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e_v$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e_v$$

Avec :

e_v : épaisseur du voile

La section d'acier est alors donnée par : $A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$

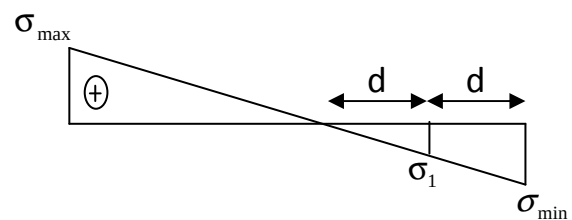


▪ **Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e_v$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e_v$$

La section d'acier est alors donnée par : $A_v = \frac{N_i + B \times f_{c28}}{\sigma_s}$

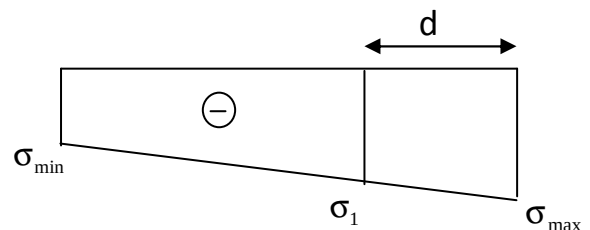


B : section du voile

▪ **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e_v$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_{\min}}{2} \times d \times e_v$$



❖ **Armatures minimales : (Art. A.8.1, 2 BAEL91)**

- $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$ par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à ces armatures.
- $0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$ avec B : section du béton comprimée.

❖ **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ .

- D'après le BEAL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4}$
- D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0.15 \% \times B$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

❖ **Exigences de RPA 99 révisé 2003 : (Article 7.7.4.3 du RPA 2003)**

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile A_v et $A_h \geq 15 \%$.
- En zone courantes A_v et $A_h \geq 0.10 \%$.

❖ **Armatures transversales :**

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.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

❖ **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 :

$$\begin{aligned} \text{➤} \quad A_{vj} &= 1.1 \frac{T}{f_e} \\ T &= 1.4 V_u \end{aligned}$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

❖ **Potelet :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$.

❖ **Espacement :**

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA 99 modifié 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S \leq 1.5e \\ S \leq 30 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Avec : } e = \text{épaisseur du voile}$$

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).

❖ **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.

❖ **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 10% de l'épaisseur du voile.

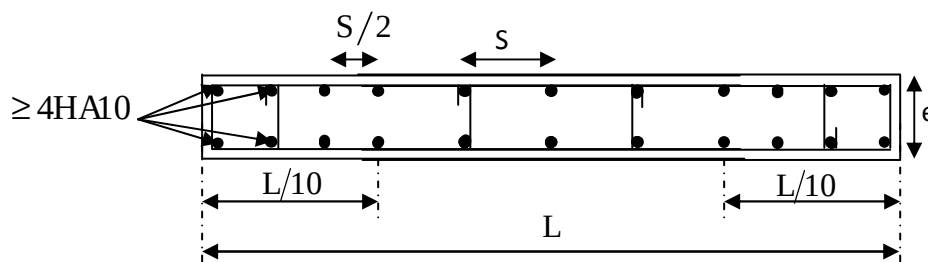


Figure VI.8 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

VI.4.1.2-Ferrailage des linteaux :

Les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux d'un même voile, ils sont assimilés à des poutres encastrees à leur extrémité et sont calculés en flexion simple.

❖ **Contraintes limites de cisaillement :**

$$\begin{cases} \tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} \\ \tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \\ V = 1.4 \cdot V_{u, \text{calcul}} \end{cases}$$

-Premier cas : $\tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec Met V) et devront disposer :

- d'aciers longitudinaux de flexion A_l .
- d'aciers transversaux A_t .
- d'aciers en partie courants (de peau) A_c .

▪ Aciers longitudinaux

Les aciers longitudinaux supérieurs et inférieurs sont calculés par la formule suivante :

$$A_l \geq \frac{M}{z \cdot f_e}$$

Avec : $z = h - 2d$

*h : est la hauteur totale du linteau

*d : distance d'enrobage.

M : moment dû à l'effort tranchant ($V = 1,4 \cdot V_u$)

▪ Aciers transversaux

- Premier sous cas : linteaux longs ($\lambda_s = \frac{l}{h} > 1$)

$$\text{Avec : } S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V}$$

* S_t : espacement d'armatures transversales

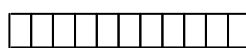
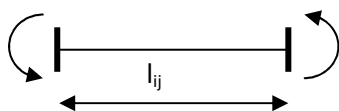
* A_t : section d'un cours d'armatures transversales

- Deuxième sous cas : linteaux courts ($\lambda_s = \frac{l}{h} \leq 1$)

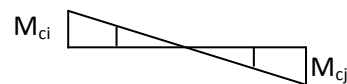
$$\text{Avec : } S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V + A_t \cdot f_e} \text{ et } V = \min(V_1; V_2)$$

$$\text{Ou : } V_1 = 2 \cdot V_u \text{ calcul; } V_2 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

M_{ci} et M_{cj} : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} sont calculés par : $M_c = A_t \cdot f_e \cdot z$



Effort tranchant



Moment fléchissant

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

- **Deuxième cas** : $\tau_b \geq 0.06 \cdot f_{c28}$

Dans ce cas, il y'a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieures et inférieures), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires. Les efforts (M ; N) sont repris suivant des bielles diagonales (de traction et de compression) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_d a disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule $A_d = \frac{V}{2.f_e.\sin \alpha}$

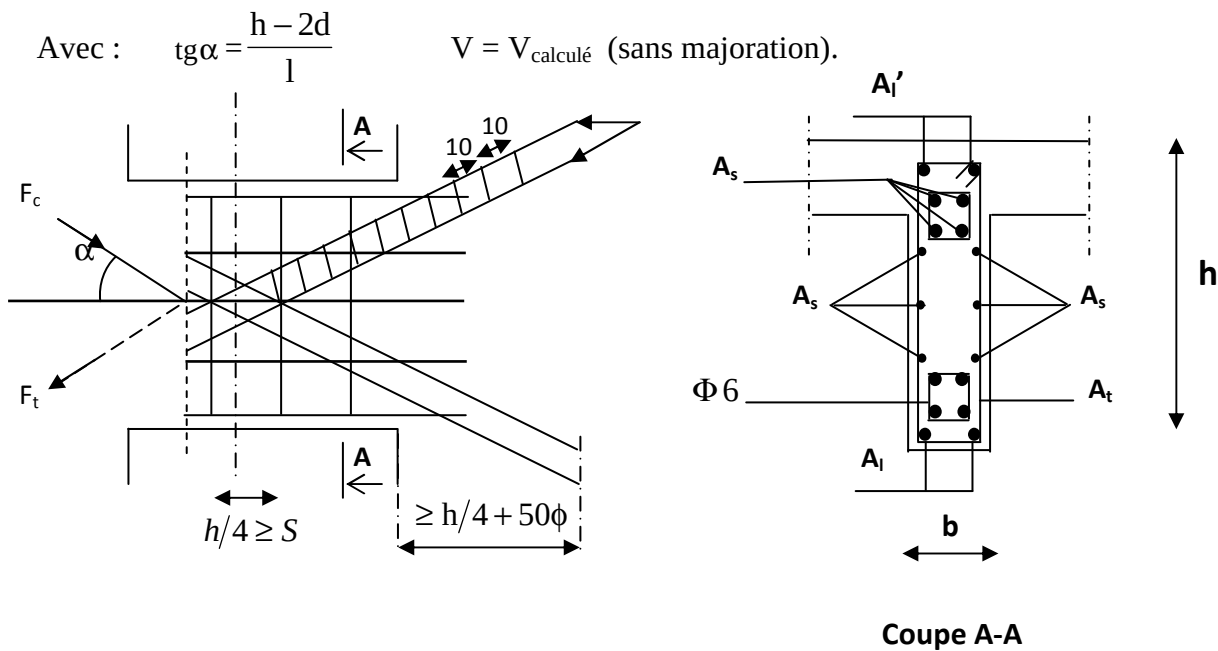


Figure VI.9 : Armatures de linteaux.

VI.4.2-Ferraillage minimal :

- Armatures longitudinales : $A_l, A'_l \geq 0.15\% \cdot b \cdot h$
- Armatures transversales :

$A_t \geq 0.15 \% \cdot b \cdot S_t$	Si $\tau_b \leq 0.025 \cdot f_{c28}$
$A_t \geq 0.25 \% \cdot b \cdot S_t$	Si $\tau_b > 0.025 \cdot f_{c28}$

-Armatures de peau : $A_c \geq 0.20\% \cdot b \cdot h$

-Armatures de diagonales :

$A_D \geq 0.15 \% \cdot b \cdot h$	Si $\tau_b > 0.06 \cdot f_{c28}$
$A_D = 0$	Si $\tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28}$

VI.4.3-Vérification à l'ELS :

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression est inférieure à 15Mpa.

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

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

Avec :

*N_s : effort normal appliqué.

*B : section du béton.

*A : section d'armatures adoptée.

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement :**➤ D'après le RPA 2003**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b \times d} \quad \text{Avec : } V = 1.4 \times V_{u, \text{calcul}}$$

D'ou: e: épaisseur du voile.

*d : hauteur utile (d = 0.9 × h).

*h : hauteur totale de la section brute.

➤ D'après le BAEL :

Il faut vérifier que la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \prec \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) \quad \text{Pour la fissuration préjudiciable.}$$

✓ Exemple de calcul :

Pour le ferrailage des voiles VL, VT, VLG, VLD ainsi que les linteaux, nous avons utilisés le logiciel GeniCad.

❖ Caractéristiques géométriques :

$$L = 9.95 \text{ m} ; e = 0.2 \text{ m} ; B = 1.99 \text{ m}^2$$

❖ Sollicitation de calcul :

$$\sigma_{\max} = 13640 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -8990 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Selon GeniCad, la section est **partiellement comprimée(S.P.C)**.

Le calcul se fera pour des bandes verticales de longueur d :

❖ **Longueur de la zone comprimée : L_c**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L = 5.99m$$

❖ **Longueur de la zone tendue : L_t**

$$L_t = L - L_c = 3.95m$$

❖ **Calcul de la longueur :(d)**

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} \times L_c\right) = 2.04m$$

❖ **Calcul de la contrainte :**

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{8990 \times (3.95 - 2.04)}{3.95} = 4347.06 \text{ kN} / m^2$$

❖ **Détermination des efforts normaux :**

$$\begin{cases} N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e \Rightarrow N_1 = 2720.7 \text{ kN.} \\ N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times (L_t - d) \times e \Rightarrow N_2 = 830.27 \text{ kN.} \end{cases}$$

❖ **Espacement :**

- o Zone courante $(d_2)S_t \leq \min\{1,5 \times e ; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$ soit : $S_t = 20 \text{ cm}$
- o Zone d'extrémité(d_1) $D = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$ soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

❖ **Calcul des armatures :**

➤ **Armatures verticales :**

$$\begin{cases} A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}} \Rightarrow A_1 = 78.3 \text{ cm}^2. \\ A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{st}} \Rightarrow A_2 = 23.85 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

➤ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max\left\{\frac{B \times f_{t28}}{f_e}; 0.2\% \times B\right\} \Rightarrow \text{Max}(21.42 \text{ cm}^2, 8.16 \text{ cm}^2) \dots A_{\min} = 21.42 \text{ cm}^2.$$

$$*A_1 = 78.3 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 21.42 \text{ cm}^2 \quad \text{On ferraille avec } A_1 = 78.3 \text{ cm}^2.$$

$$*A_2 = 23.85 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 21.42 \text{ cm}^2 \quad \text{On ferraille avec } A_2 = 23.85 \text{ cm}^2.$$

➤ **Le ferrailage adopté :**

$$* A_1 = 2 \times (7\text{HA}16 + 8\text{HA}20) = 78.39 \text{ cm}^2.$$

$$* A_2 = 2 \times 11\text{HA}14 = 33.88 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures horizontales :**

$$\text{- D'après le BAEL 91: } A_H = \frac{AV}{4} = \frac{78.3}{4} = 19.57 \text{ cm}^2.$$

$$\text{- D'après le RPA99 (version 2003): } A_H \geq 0.15 \% B = 6.12 \text{ cm}^2.$$

Soit $15\text{HA}10 = 11.77 \text{ cm}^2/\text{nappe}$.

➤ **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré.

❖ **Vérification des contraintes :**

✚ Selon le **BAEL 91**:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{3416.7 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 9950} = 1.9 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.9 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

✚ Selon le **RPA 99 (version 2003)** :

$$\tau_b = \frac{V}{b \times d} = \frac{1.4 \times 3416.7 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 9950} = 2.6 \text{ MPa}.$$

$$\tau_b = 2.6 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

❖ **Vérification à ELS :**

$$\sigma_b = \frac{Ns}{B + 15 \times A}$$

$$\sigma_b = \frac{7100 \times 1000}{200 \times 9950 + 15 \times 78.39} = 3.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3.56 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

❖ **Ancrage des barres : (Art. A.6.1, 23/BAEL91)**

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} \quad \bar{\tau}_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_S = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{su}} = \frac{20 \times 400}{4 \times 2.835} = 70.54 \text{ cm} \\ 40 \times \emptyset = 40 \times 2 = 80 \text{ cm.} \end{array} \right. \quad L_S = 80 \text{ cm.}$$

✓ Exemple de calcul de linteau :

On a opté pour le ferrailage du linteau S1 du voile VL3.

❖ Caractéristiques géométriques :

$$h=0.86m, b=0.95m, e=0.20m.$$

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\begin{aligned}\tau_b &= \frac{V_0}{b_0 \cdot d} ; V = 1.4 \cdot V_{calcul} \\ \tau_b &= \frac{1.4 \times 383.9 \times 10}{20 \times 0.9 \times 86} = 3.47 MPa \\ \tau_b &= 3.47 MPa < \tau_b = 5 MPa\end{aligned}$$

❖ Armatures longitudinales :

$$\tau_b = 3.47 MPa > 0.06 f_{c28} = 1.5 MPa$$

Donc on adopte le ferrailage minimal.

$$\text{o RPA 2003 : } (A_{l,\min} = A_{l',\min}) \geq 0.15\% \times 20 \times 86 = 2.58 \text{ cm}^2$$

$$\text{o BAEL 91 : } (A_{l,\min} = A_{l',\min}) \geq 0.23 \times \frac{2.1 \times 20 \times (86 - 3)}{400} = 2.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_l = 2HA14 \Rightarrow A_l = 3.08 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures transversales :

$$\tau_b = 3.47 MPa > 0.025 \cdot f_{c28} = 0.625 MPa$$

$$S \leq \frac{h}{4} = \frac{86}{4} = 21.5 \text{ cm}$$

$$A_t > 0.0025 \cdot b \cdot s = 0.0025 \times 20 \times 17 = 0.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 2HA10 \Rightarrow A_t = 1.57 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures diagonales :

$$\tau_b = 3.47 MPa > 0.06 \cdot f_{c28} = 1.5 MPa$$

Donc ses armatures sont nécessaires.

$$A_D = \frac{V = V_{calcul}}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

$$\tan \alpha = \frac{h - 2c}{L} = \frac{86 - 2 \times 3}{95} = 0.84 \Rightarrow \alpha = 40^\circ$$

$$A_D = \frac{3839}{2 \times 400 \times 0.6} = 7.99 \text{ cm}^2$$

Soit : A = 6HA14 $\Rightarrow A_D = 9.24 \text{ cm}^2$

❖ **Armatures de peau :**

$$A_c \geq 0.002 \cdot e \cdot h = 0.002 \times 20 \times 86 = 3.44 \text{ cm}^2$$

Soit : A = 4HA12 $\Rightarrow A_c = 4.52 \text{ cm}^2$

Longueur d'ancrage :

$$L_d = \frac{h}{4} + 50\phi = 21.5 + 50 \times 1.4 = 91.5 \text{ cm}$$

Dans le but d'homogénéiser les ferrailages on décompose la structure en trois zones :

- o Zone I : du RDC au 3^{ème} étage.
- o Zone II : du 4^{ème} au 9^{ème} étage.
- o Zone III : du 10^{ème} au 12^{ème} étage

Zones			Zone I	Zone II		Zone III	
				VL3G	VL3D	VL12G	VL12D
Caractéristiques géométriques	L (m)		9.95	2.32	1.91	2.32	1.91
	e (m)		0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
	B (m)		1.99	0.46	0.38	0.46	0.38
Sollicitation de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]		13640	12100	8390	3410	4480
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]		-8990	3230	-7040	-340	-1170
	Nature de la section		SPC	SEC	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		3416.7	1105.2	847.2	258	
	L _t (m)		3.95	0	0.87	0.21	0.39
	L _c (m)		5.99	2.32	1.03	2.10	1.51
	d (m)		2.04	1.53	0.69	1.40	1
	σ_1 [KN/m ²]		4347.1	/	1456	/	/
	N (kN)	N ₁	2720.7	/	588.4	/	/
		N ₂	830.3	/	26.1	/	/
Ferrailage	A _v (cm ²)	A _{v1}	78.3	/	16.91	/	/
		A _{v2}	23.85	/	0.75	/	/
	A _{min} (cm ²)		21.42	16.06	20.05	14.7	10.5
	A _{vadopté} (cm ²)	Bande1	78.39	24.64	21.56	33.88	24.46
		Bande2	33.88	18.48	12.32	21.56	
	Choix des barres	Bande1	2 x (7T16+8T20)	2x8T14	2x7T14	2x11T14	2x8T14
		Bande2	2 x (11T14)	2xT14	2x4T14	2x7 T14	2x7T14
	S _t (cm)	Bande1	10, 15, 20	10,15	10	10,15	10,15
		Bande2	20	15	10	15	15
	A _{Hmin}		6.12	6.96	2.07	4.2	3
	A _H /nappe (cm ²)			5.53	4.02	5.03	6.04
	Choix des barres (cm ²)			11T8	8T8	10T8	12T8
	Espacement (cm)		10, 15, 20	15	15		15
	Armatures transversales		4T8				

Tableau VI.11 : Ferrailage des linteaux S1 ET S2 des voiles VL3 et VL12.

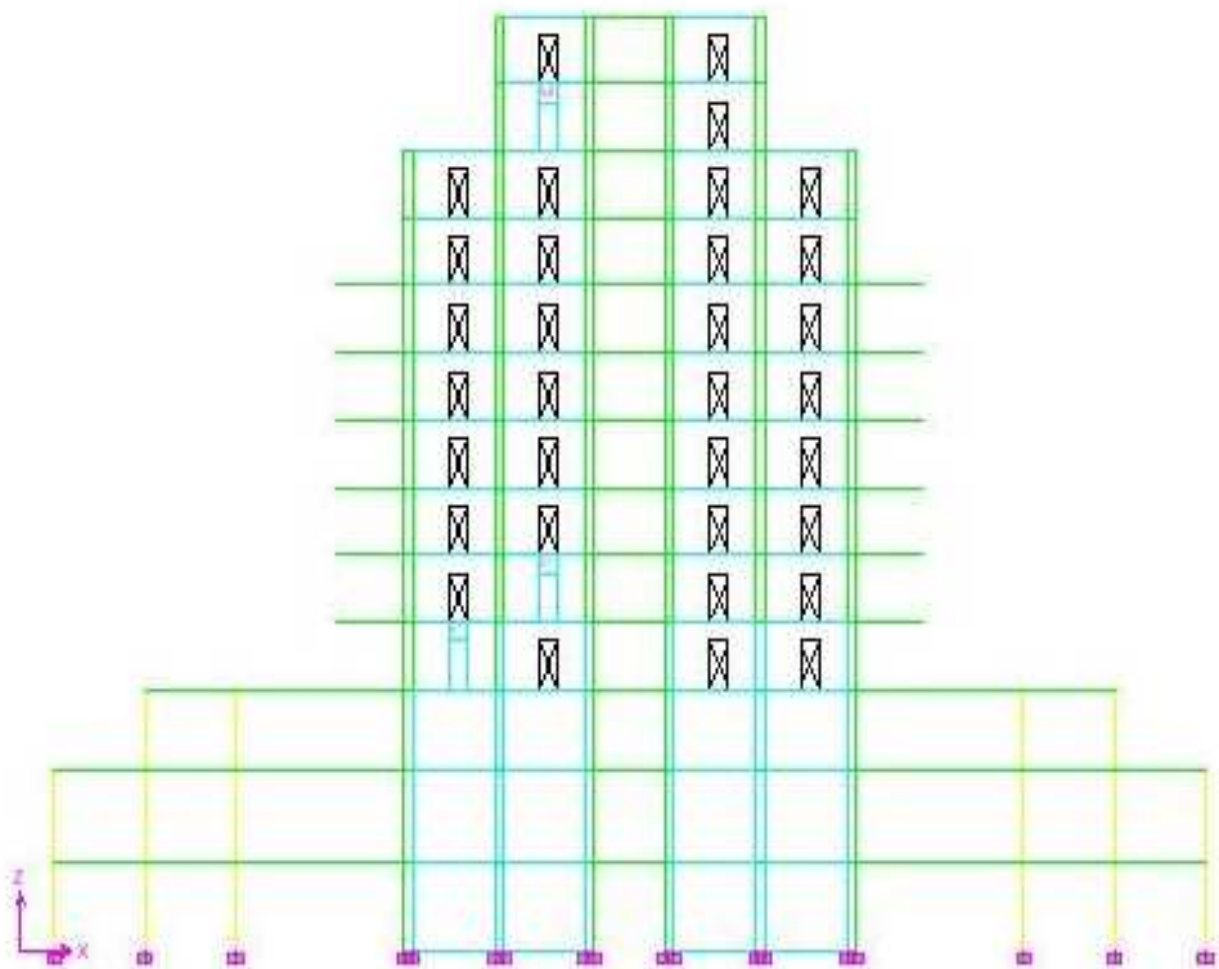
$$L=2.55\text{m}, e=0.20\text{m}, B=0.51\text{m}^2$$

Zones			Zone I	Zone II	Zone III
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}[\text{KN/m}^2]$		17190	16580	6270
	$\sigma_{\min}[\text{KN/m}^2]$		3030	-8420	-6270
	Nature de la section		SEC	SPC	SPC
	V_u (kN)		633.5	796.4	
	L_t (m)		0	0.85	0.83
	L_c (m)		2.55	1.69	1.71
	d (m)		1.7	1.12	1.14
	σ_1 [KN/m ²]		/	/	/
	N (kN)	N_1	515.1	724	523.9
		N_2	/	/	/
Ferrailage	A_v (cm ²)	A_{v1}	14.80	20.80	15.05
		A_{v2}	/	/	/
	$A_{\min}$ (cm ²)		17.85	11.76	17.85
	$A_{\text{vadopté}}$ (cm ²)	Bande1	34.92	27.52	34.92
		Bande2	18.48	18.48	18.48
	Choix des barres	Bande1	2x(4T14+10T12)	2x(4T12+6T14)	2x(10T12+4T14)
		Bande2	2x6T14	2x6T14	2x6T14
	S_t (cm)	Bande1	10 ,15	10,15	10,15
		Bande2	15	15	15
	$A_{H\min}$		5.1	3.36	3.42
	A_H /nappe (cm ²)		7.06	7.06	7.06
	Choix des barres (cm ²)		9T10	9T10	9T10
	Espacement (cm)		20	20	20
	Armatures transversales		4T8		

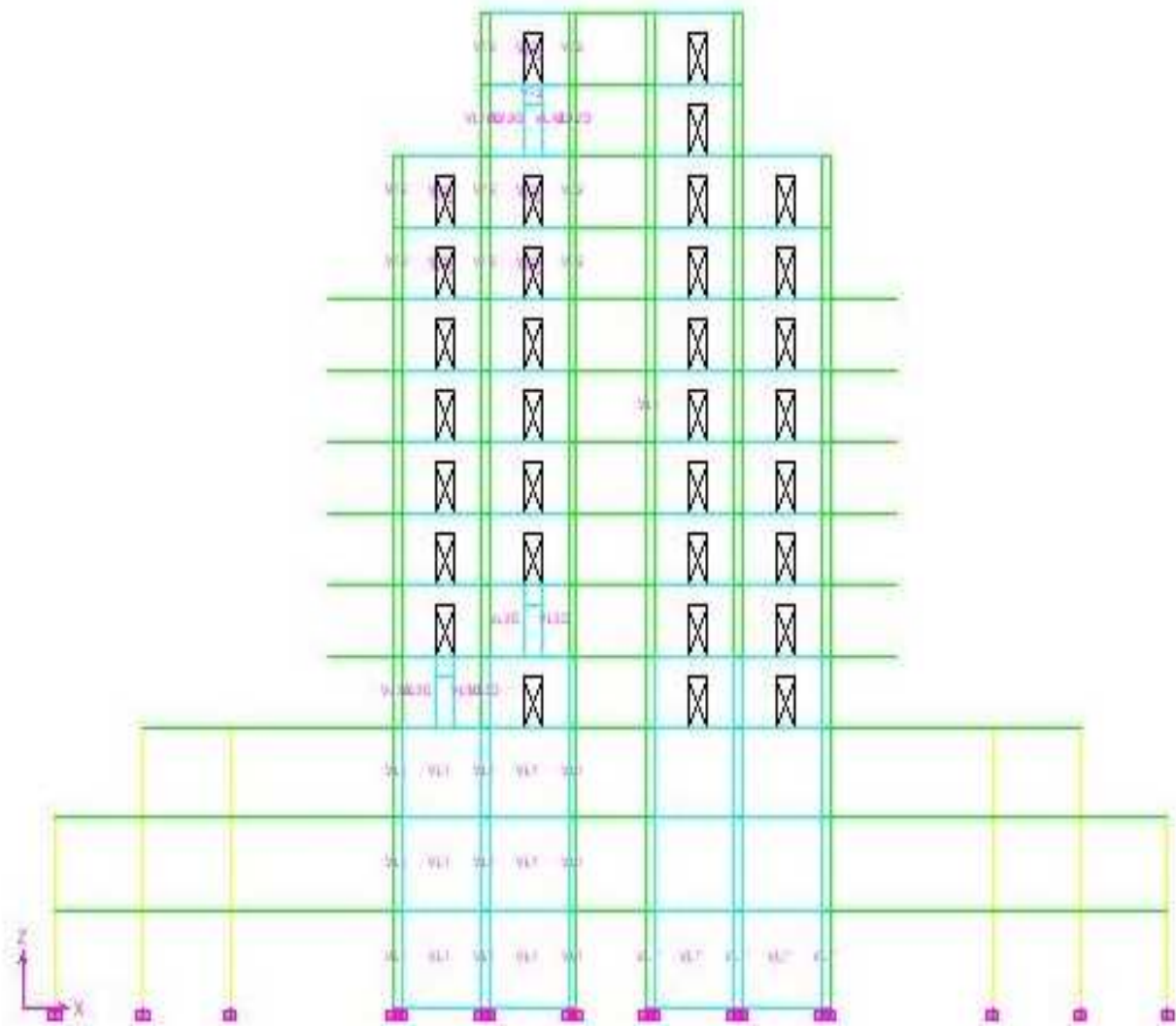
Tableau VI.10 : Ferrailage des voiles pleins VT1, VT3, VT12.

Zones		Zone II	Zone III
Caractéristiques Géométriques	h (m)	0.86	0.86
	L(m)	0.95	0.95
	e (cm)	0.20	0.20
Contraintes de cisaillement	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	5	5
	τ_b (MPa)	3.47	1.67
	V_u (KN)	383.9	185.7
Ferrailage des linteaux	$\bar{\tau}_b$ (KN)	1.5	1.5
	τ_b (KN)	3.47	1.67
	$A_l = A_l'$ (cm ²)	3.08	3.08
	Choix des barres	2HA14	2HA14
	A_t (cm ²)	1.57	1.57
	Choix des barres	2HA10	2HA10
	A_D (cm ²)	9.24	6.16
	Choix des barres	6HA14	4HA14
	A_c (cm ²)	4.52	4.52
	Choix des barres	4 HA12	4 HA12

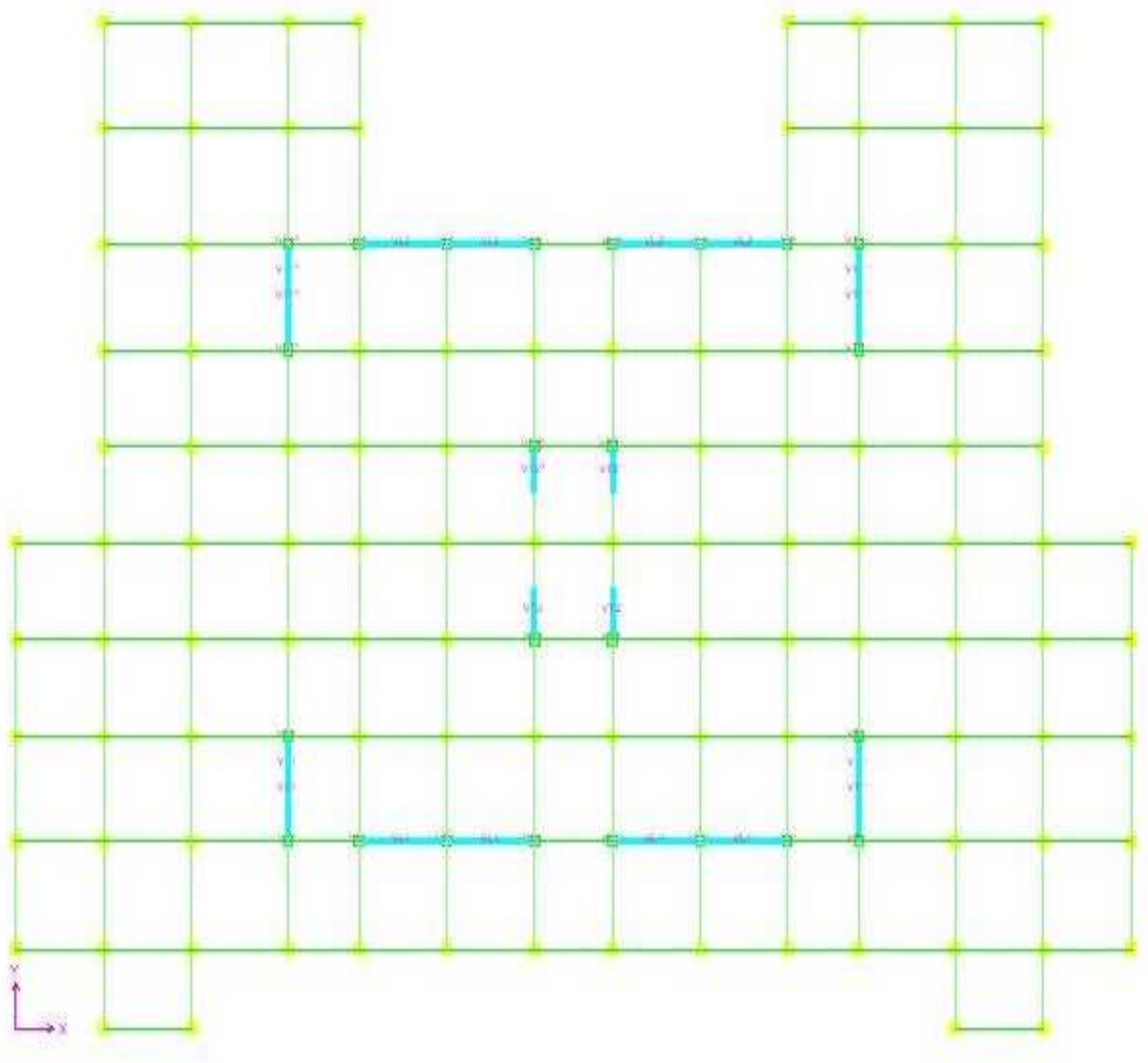
Tableau VI.11 : Ferrailage des linteaux S1 et S2 des voiles VL3 et VL12.



Présentation des linteaux.



Présentation des trumeaux.



Vue en plan des voiles du RDC.

Chapitre VII
Etude de
l'infrastructure

VII-Introduction :

Une fondation par définition est un organe de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol.

Cette transmission peut être directe ; cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) ou par des éléments spéciaux.

VII.1-Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\bar{\sigma}_{sol} = 2$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII.2-Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivant :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.
- Le mode constructif de la structure.

Pour notre structure, nous avons à choisir entre les semelles isolées, semelles filantes et un radier.

➤ Supposant des semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_s (max) qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

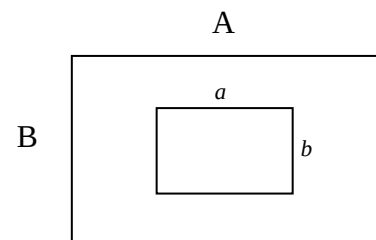
$N_s = 2034.29$ KN, $\bar{\sigma}_{sol} = 2$ bars

Homothétie des dimensions : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{50}{50} = k = 1$

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{k \times N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

$A=B= 3.19$ m et $A \times B= 10.17$ m²

L'importance des dimensions engendre un chevauchement au niveau des semelles, donc il y a lieu d'opter pour des semelles filantes.



➤ Supposant des semelles filantes :

a- Dimensionnement des semelles filantes sous voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort N_s .

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{N_s}{B \cdot L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} \cdot L}$$

Avec : B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle sous voile.

G : Charge permanente revenant au voile considéré.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Voiles		Ns[kN]	L[m]	B[m]	S=BxL[m ²]
Sens transversal	VT1, VT1', VT1'', VT1'''	3020.2	5.2	2.9	15.08x4=60.32
	VT2, VT2', VT2'', VT2'''	3733.7	2.28	8.18	18.64x4=74.6
somme	/	/	/	/	135
Sens longitudinal	VL1, VL1', VL1'', VL1'''	14251.9	9.95	7.16	71.24x4=285
	/	/	/	/	285

Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voiles

$$S_v = \sum S_i = 420\text{m}^2 \quad \text{Avec : } S_v : \text{Surface totale des semelles filantes sous voiles.}$$

P0T	Ni (kN)	Ni tota (kN)	Moment (kNm)	Mtotal (kNm)	ei (m)	Ni ei
1	2147.7	11639.1	0.08	1.38	13.5	28993.9
2	2301.1		0.45		9.15	21055.1
3	2342.9		0.38		4.8	11245.9
4	2297.5		0.51		0.45	1033.9
5	2141.7		-0.13		-3.9	-8352.6
6	408.2		0.09		-13.5	-5510.7
						Σ Ni ei = 48465.5

Tableau VII.2 : surface des semelles filantes sous poteaux

Les coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = 4.16\text{m}$$

Avec :

e_i : Distance entre le poteau(i) et le centre de la semelle.

e : Excentricité.

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 4.16\text{m} < \frac{L}{6} = \frac{27}{6} = 4.5\text{m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale des contraintes.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{11639.1}{27} \times \left(1 - \frac{6 \times (4.16)}{27}\right) = 32.6 \text{ kN / m}^2$$

$$q_{\max} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{11639.1}{27} \times \left(1 + \frac{6 \times 4.16}{27}\right) = 829.6 \text{ kN / m}^2$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{11639.1}{27} \times \left(1 + \frac{3 \times 4.16}{27}\right) = 630.3 \text{ kN / m}^2$$

b-Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{630.3}{200} = 3.15 \text{ m} \quad \text{Soit } B = 3.5 \text{ m}$$

Nous aurons donc, $S = 3.5 \times 27 = 94.5 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles sous poteaux :

$$S_t = 94.5 \times 4 + 190.05 \times 8 + 64.04 \times 2 = 1774.5 \text{ m}^2$$

La surface totale du bâtiment : $S_{\text{bat}} = 2731.59 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles filantes : $S_t = 420 + 1774.5 = 2194.5 \text{ m}^2$ (80.34%)

$$S_t > 50 \% S_{\text{bat}}$$

Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, on adopte pour un radier général comme fondation à ce bâtiment.

VII.3-Etude 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 et les voiles de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol, à son poids propre et aux charges provenant de la super structure.

➤ Pré dimensionnement du radier :

❖ Condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm

❖ Selon la condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.

Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen donné par le RPA99/V2003.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m).

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$

$L_{\max}$: Distance maximale entre deux nervures successives.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5,25\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 1.10 \text{ m}$$

❖ **Selon la condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow \frac{525}{8} = 65.62 \text{ cm} \leq h \leq \frac{525}{5} = 105 \text{ cm}$$

-Dalle : la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{525}{20} = 26.25 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit } h_d = 45 \text{ cm}$$

-Poutre ou nervure :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{525}{10} = 52,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit } h_n = 65 \text{ cm}$$

la hauteur total du radier : $h = 110 \text{ cm}$

Remarque :

Le BAEL nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{débord}} \geq \max\left(\frac{h}{2}, 30\right) = 50 \text{ cm}$$

Donc le débord est de : 50 cm

$$\text{Donc la surface total du radier : } S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{débord}} = 2203.17 \text{ m}^2$$

➤ **Détermination des charges et surcharges :**

❖ **Charges permanentes :**

$$\text{Poids du bâtiment : } G_{\text{bat}} = 227053.3 \text{ kN}$$

Poids du radier :

$$G_{\text{nervre}} + G_{\text{dalle}} = (25 \times 0.65 \times 0.55 \times 1342.5) + (25 \times 0.45 \times 2203.17) = 36784.25 \text{ kN.}$$

$$G_{\text{totale}} = G_{\text{bat}} + G_{\text{nervre}} + G_{\text{dalle}} = 263837.55 \text{ kN.}$$

❖ **Surcharge :**

$$\text{Surcharge du bâtiment : } Q_{\text{bat}} = 54769.6 \text{ kN.}$$

$$\text{Surcharge du radier : } Q_{\text{rad}} = 4 \times 2203.17 = 8812.68 \text{ kN.}$$

$$Q_{\text{totale}} = Q_{\text{bat}} + Q_{\text{rad}} = 63582.28 \text{ kN.}$$

➤ **Détermination des combinaisons de charge :**

$$\text{A l'ELU : } N_u = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q = 451554.11 \text{ kN}$$

$$\text{A l'ELS : } N_s = G + Q = 327419.83 \text{ kN}$$

➤ **Détermination de la surface nécessaire du radier :**

$$\text{A l'ELU : } S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{2 \times \sigma_{SOL}} = \frac{451554.11}{2 \times 200} = 1128.88 m^2$$

$$\text{A l'ELS : } S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{2 \sigma_{SOL}} = \frac{327419.83}{2 \times 200} = 818.55 m^2$$

$$S_{n_{rad}} = \max(S_{nec}^{ELU}; S_{nec}^{ELS}) = 1128.88 m^2$$

$$S_{rad} = 2203.17 m^2 > S_{n_{rad}} = 1128.88 m^2$$

➤ **Vérifications :**

❖ **Vérification à la contrainte de cisaillement :**

Nous devons vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 MPa \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{451554.11 \times 1}{2203.17} \times \frac{5,25}{2} = 538.01 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{538.01 \times 10^3}{1000 \times 400} = 1.34 \text{ MPa}$$

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

❖ **Vérification de la stabilité du radier :**

➤ **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 29.94 m; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 19.16 m$$

➤ **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = 65511.75 m^4$$

$$I_{yy} = 265442.77 m^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Effort normal (N) dû aux charges verticales.

-Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec : M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment ;

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

h : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure)

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi nous devons vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2\sigma_{\text{SOL}}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{SOL}} \quad \text{avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

-Sens longitudinal :

$$\text{A l'ELU : } M_X = 333370.6 + 14487.2 \times 1 = 347857.8 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{451554.11}{2203.17} + \frac{347857.8}{65511.75} \times 29.94 = 361.70 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{451554.11}{2203.17} - \frac{347857.8}{65511.75} \times 29.94 = 43.73 \text{ kN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 361.70 + 43.73}{4} = 284.44 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \sigma_m < 2\sigma_{\text{sol}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 2 \times 200 = 400 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } M_X = 347857.8 \text{ kNm}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{327419.83}{2203.17} + \frac{347857.8}{265442.77} \times 29.94 = 187.84 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{327419.83}{2203.17} - \frac{347857.8}{265442.77} \times 29.94 = 109.37 \text{ kN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 187.84 + 109.37}{4} = 168.22 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \sigma_m < \sigma_{\text{sol}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ kN/m}^2$$

-Sens transversal :

$$\text{A l'ELU : } M_Y = 536820.1 + 14540.2 \times 1 = 551360.3 \text{ kNm}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{451554.11}{2203.17} + \frac{551360.3}{65511.75} \times 19.16 = 366.2 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{451554.11}{2203.17} - \frac{551360.3}{65511.75} \times 19.16 = 43.7 \text{ kN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 366.2 + 43.7}{4} = 285.57 \text{ kN/m}^2 ; \sigma_{\text{SOL}} = 2 \times 200 = 400 \text{ N/m}^2$$

$$\sigma_m < 2\sigma_{\text{SOL}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

A P'ELS: $M_y = 551360.3 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{323742.9}{2203.17} + \frac{551360.3}{65511.75} \times 19.16 = 209.86 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{327419.83}{2203.17} - \frac{551360.3}{65511.75} \times 19.16 = -12.64 \text{ kN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 209.86 + (-12.64)}{4} = 154.23 \text{ kN/m}^2 ; \sigma_{SOL} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL}$ Condition vérifiée

❖ **Vérification à l'effort sous pression :**

$$P \geq \alpha \times S_{rad} \times \gamma \times Z$$

P : poids total à la base du radier

Z : profondeur de l'infrastructure $Z = 1 \text{ m}$

α : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement $\alpha = 1,5$

$$P = G + \text{Gradier} = 227053.3 + 36784.25 = 263837.55 \text{ kN}$$

$$P = 263837.55 \text{ kN} > \alpha \times S_{rad} \times \gamma \times Z = 1,5 \times 2837.19 \times 1,5 \times 1 = 6383.67 \text{ kN} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification au poinçonnement BAEL91 [Art. A.5.2.42]**

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du contour cisaillé 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).

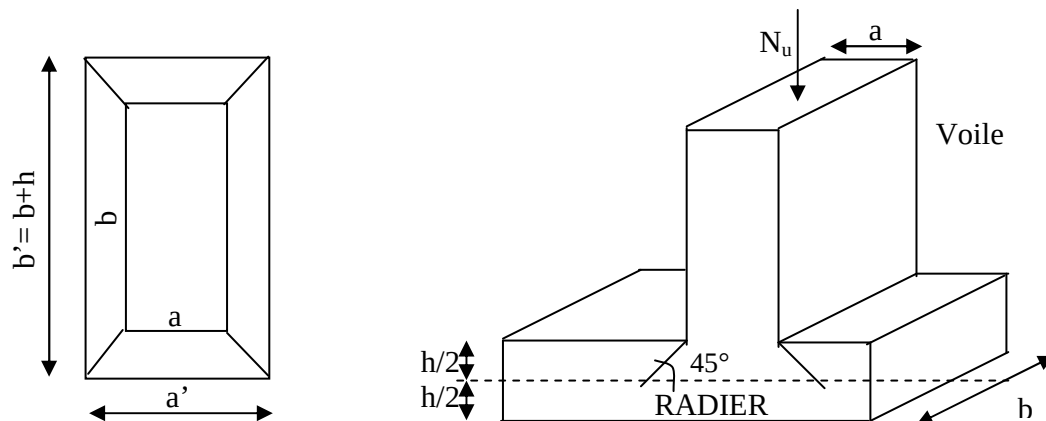


Figure VII.1 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

-Calcul du périmètre utile μ_c :• **Poteaux**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,5 + 0,5 + 2 \times 1) = 6 \text{ m} \text{ et } N_u = 2438 \text{ kN.}$$

$$N_u = 2438 \text{ kN} < \frac{0,045 \times 6 \times 1 \times 25000}{1,5} = 4500 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Voile**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,2 + 1 + 2 \times 1) = 6,4 \text{ m} \text{ et } N_u = 4134,1 \text{ kN}$$

$$N_u < \frac{0,045 \times 6,4 \times 1 \times 25000}{1,5} = 4800 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

VII.4- Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier, nous utiliserons les méthodes exposées dans le **(BEAL 91)**

➤ **Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis :**

Nous distinguons deux cas :

1^{er} Cas : $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{oy} = 0$$

2^{ème} Cas : $0,4 \leq \rho \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y} \text{ avec } (L_x < L_y)$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

❖ **Identification du panneau le plus sollicité :**

$$v=0, \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,25}{5,25} = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,037 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les contraintes prises en compte dans les calculs:

Sens X-X :

$$\text{- A l'ELU : } q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 282,2 - \frac{33107,32}{2203,17} = 267,17 \text{ kN / ml}$$

$$\text{- A l'ELS : } q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 166,56 - \frac{33107,32}{2203,17} = 151,43 \text{ kN / ml}$$

Sens Y-Y :

$$\text{-A l'ELU : } q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 283.32 - \frac{33107.32}{2203.17} = 268.29 \text{ kN / ml}$$

$$\text{- A l'ELS : } q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 166.56 - \frac{33107.32}{2203.17} = 152.57 \text{ kN / ml}$$

-Calcul des armatures à l'ELU :

- Evaluation des moments M_x , M_y :

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,037 \times 267.74 \times 5.25^2 = 273.04 \text{ kNm}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 1 \times 273.04 = 273.04 \text{ kNm}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastres de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant (0,5) aux appuis et (0,75) en travées.

Le ferrailage se fait dans les deux sens (x-x et y-y). Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci dessous :

$$\text{Avec : } \mu_u = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \text{ sinon } \Rightarrow \text{SDA} \text{ et } A_s = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Sens		M (KNm)	M réduit(KNm)	μ	B	Obs	As (cm ²)	A adoptée(cm ²)	St(cm)
X-X Y-Y	appuis	273.04	136.52	0.054	0.972	SSA	9.60	7HA14 = 10.77	15
	travée	273.04	204.78	0.082	0.957	SSA	14.41	7HA16=14.07	15

Tableau VII.3: Ferrailage du panneau le plus sollicité

➤ **Calcul et vérification à l'E.L.U.**

❖ **Condition de non fragilité :**

ω_0 : Pourcentage d'acier minimal est égal à 0,8 ‰ pour les HA FeE400

$$\omega_x \geq \omega_0 \cdot \frac{(3 - \rho)}{2} \quad \text{Avec : } \omega_x = \frac{A_{\min}}{b \cdot h}, \quad \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

$$A_{\min} \geq \frac{b \cdot h \cdot \omega_0 \cdot (3 - \rho)}{2} = 100 \times 45 \times 0.0008 \times \left(\frac{3-1}{2} \right) = 3,6 \text{ cm}^2$$

Sens x-x ; y-y :

$$A_s^a = 9.6 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,6 \text{ cm}^2$$

$$A_s^t = 14.41 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,6 \text{ cm}^2$$

❖ **Espacement des armatures :**

$$St^{\max} = 15 \text{ cm} \leq \min \{2h; 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b.d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_s}; 4[MPa] \right\} = 2,5 \text{ MPa. Avec : } V_u = q.l/2$$

Sens X-X :

$$\tau_u = \frac{q_u.l}{2.b.d} = \frac{267.74 \times 5.25 \times 10^3}{2 \times 1000 \times 420} = 1.67 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Sens Y-Y :

$$\tau_u = \frac{q_u.l}{2.b.d} = \frac{268.87 \times 5.25 \times 10^3}{2 \times 1000 \times 420} = 1.68 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Calcul et vérification à l'E.L.S :**❖ **Evaluation des moments M_x et M_y :**

$$v=0,2, \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0.0441 \times 151.52 \times 5.25^2 = 184.17 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 1 \times 184.17 = 184.17 \text{ kN.m}$$

Remarque :

Les moments calculés seront minorés en leur effectuant (0,5) aux appuis et (0,75) en travée :

$$M_s^a = 0,5 \times 184.17 = 92.08 \text{ kN.m}$$

$$M_s^t = 0,75 \times 184.17 = 138.12 \text{ kN.m}$$

Vérification des contraintes dans le béton :

Sens x-x :

Aux appuis : $A_s = 9.60 \text{ cm}^2$

En travées : $A_s = 14.41 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 14.41}{100 \times 42} = 0.342$$

$$M_s = 138.04 \text{ kN.m}$$

$$\begin{cases} \beta = 0,909 \\ K_1 = 39.95 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0,025 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{138.04 \times 1000}{0,909 \times 42 \times 14.41} = 250.9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \cdot \sigma_s = 0,025 \times 250,9 = 6,27 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

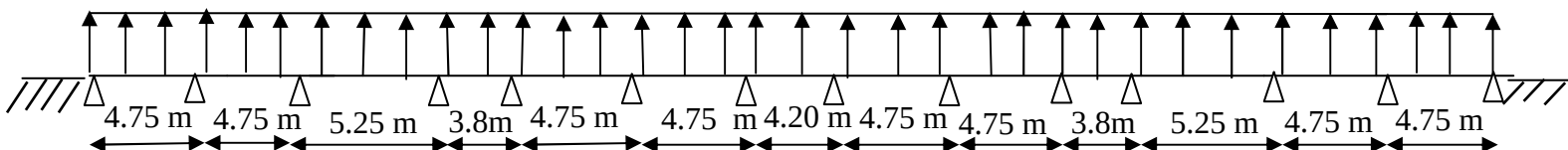
VII.5-Ferraillage des nervures :

Les efforts sont déterminés en utilisant ETABS :

✓ Sens longitudinal :

$q_u = 267,74 \text{ kN/ml}$

$q_s = 151,52 \text{ kN/m}$



Les moments aux appuis et en travée obtenues sont représentés dans les tableaux suivants :

	M ₁	M ₃	M ₄	M ₆	M ₈	M ₉	M ₁₁	M ₁₂	M ₁₄
ELU	-513.5	-597.3	-483.9	-545.3	-433.7	-545.3	-483.9	-597.3	-513.5
ELS	-291.9	-338.1	-273.9	-308.6	-245.4	-308.6	-273.9	-338.1	-291.9

Tableau VII.4 : Moments aux appuis dans le sens longitudinal.

	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆	M ₇	M ₈	M ₉	M ₁₀	M ₁₁	M ₁₂	M ₁₃
ELU	258.1	216.1	379.2	50.3	291.4	265.5	149.3	265.5	291.4	50.3	379.2	216.1	258.1
ELS	146.1	122.3	214.6	28.4	164.9	150.2	84.5	150.2	164.9	28.4	214.6	122.3	146.1

Tableau VII.5 : Moments en travées dans le sens longitudinal.

❖ Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

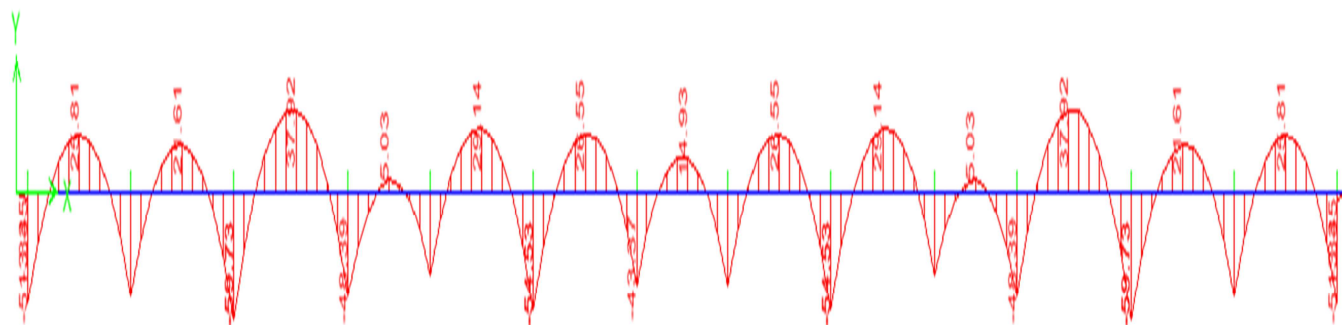


Figure VII.2: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

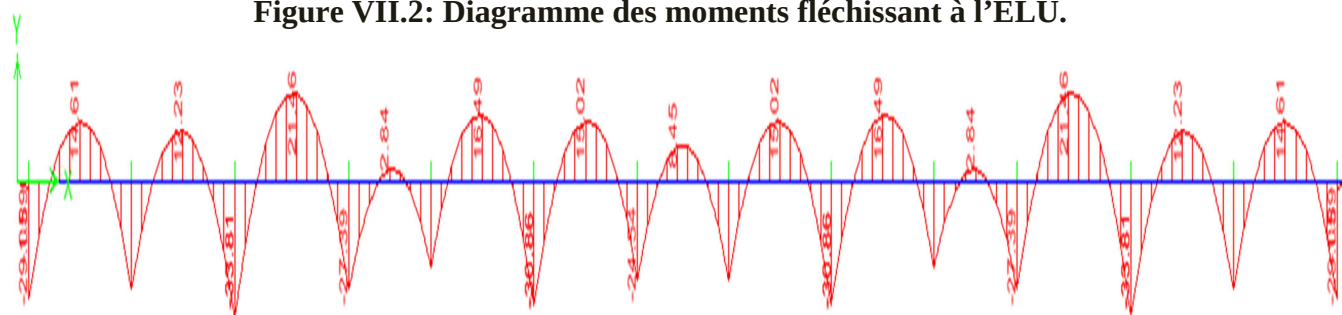


Figure VII.3: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

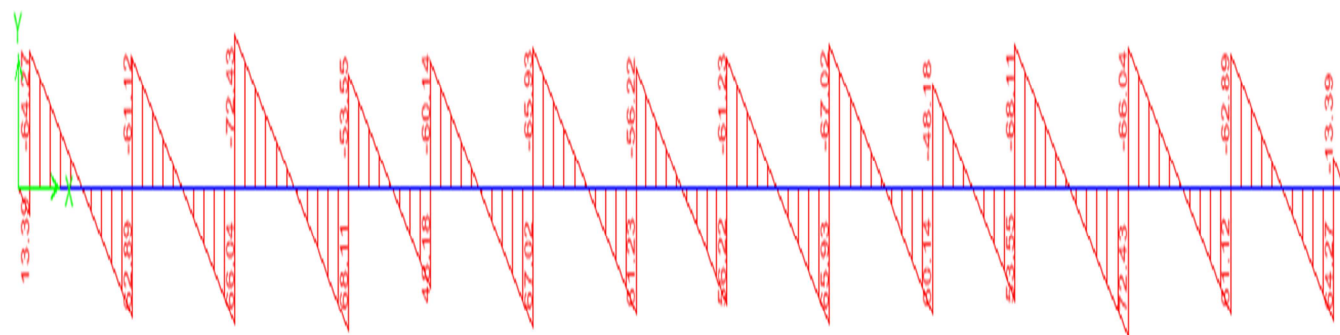


Figure VII.4: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

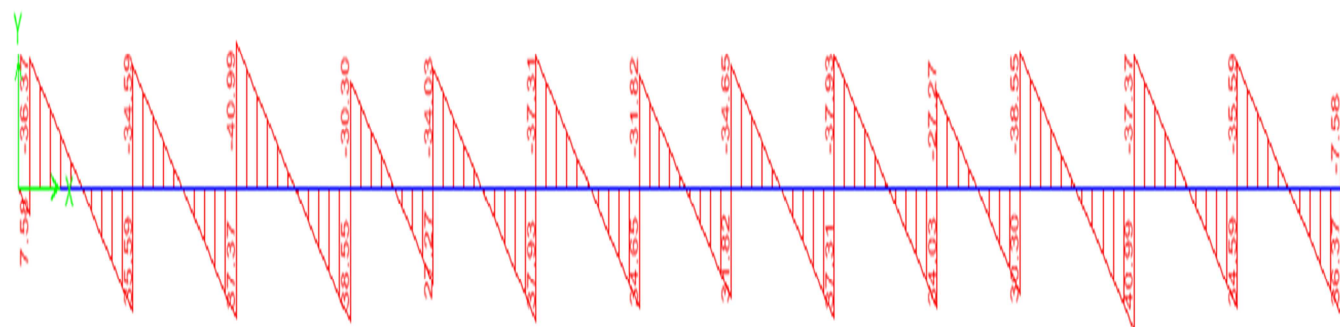
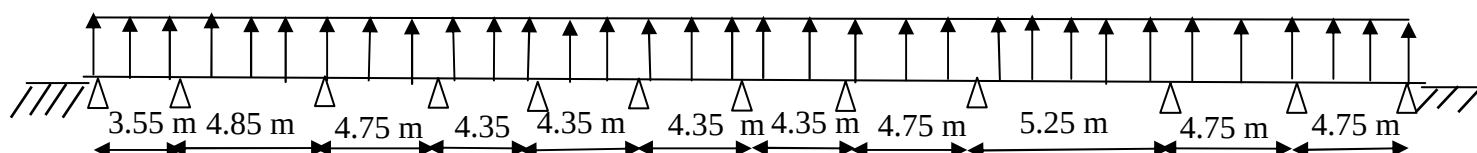


Figure VII.5: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

✓ Sens transversal :

$q_u = 268.29 \text{ kN/ml}$

$q_s = 152.57 \text{ kN/ml}$



	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆	M ₇	M ₈	M ₉	M ₁₀
ELU	-33.6	-429.1	-538.1	-506.4	-468.2	-427.5	-449.2	-585.2	-578.6	-33.6
ELS	-17.2	-219.5	-275.2	-259	-239.5	-218.7	-229.8	-299.3	-295.9	-17.2

Tableau VII.6 : Les moments aux appuis dans le sens transversal.

	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆	M ₇	M ₈	M ₉	M ₁₀	M ₁₁
ELU	97.3	306.8	235.9	270.8	190.2	208.3	206	196.3	240.9	336.9	232.4
ELS	49.8	156.9	120.7	138.5	97.3	106.5	105.4	100.4	123.3	172.3	118.9

Tableau VII.7 : Les moments en travées dans le sens transversal.

❖ Diagrammes des moments et les efforts tranchants :

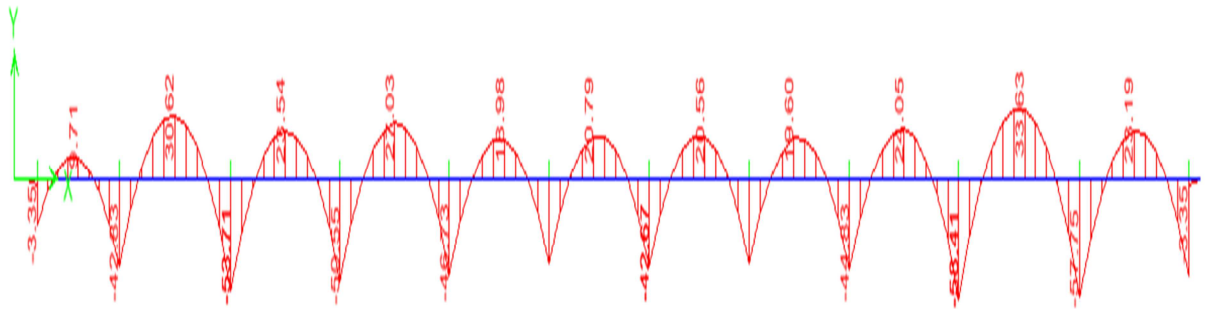


Figure VII.6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

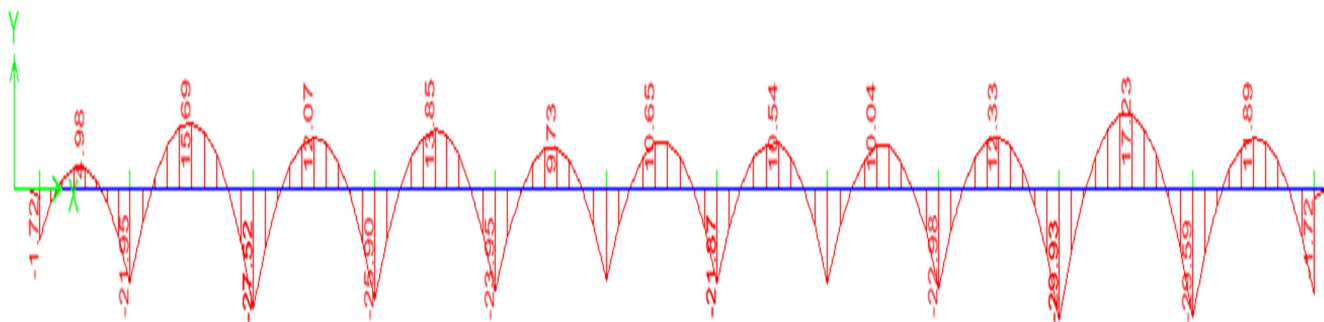


Figure VII.7 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

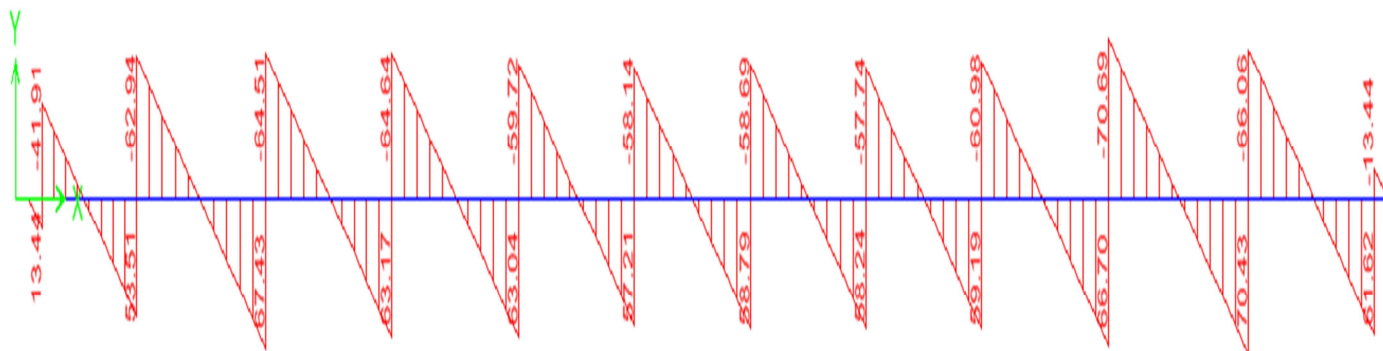


Figure VII.8: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

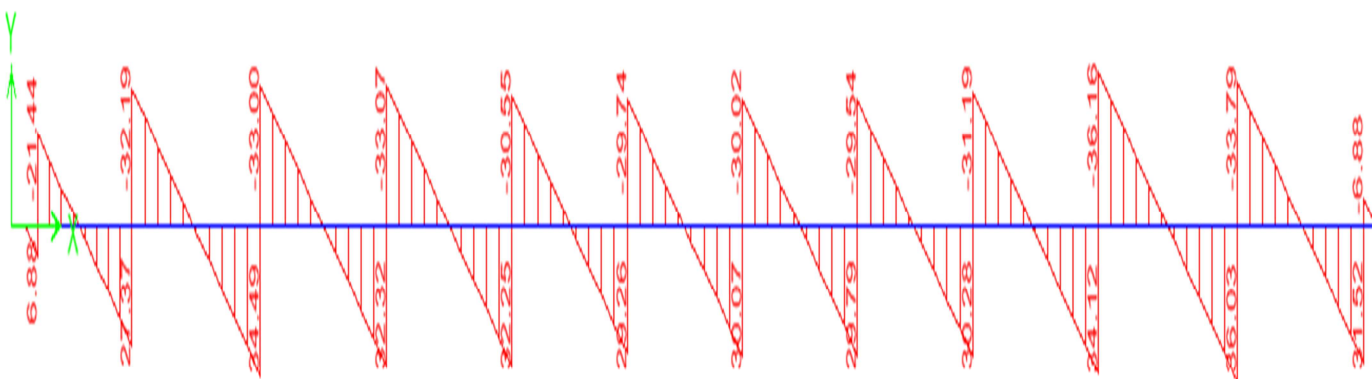


Figure VII.9: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

➤ **Ferraillage :**

$b = 45 \text{ cm}$ $d = 105 \text{ cm}$ $h = 110 \text{ cm}$

Sens	/	$M_{\max}$ (kNm)	μ	obs	β	$A_{s\text{Calculée}}$ (cm ²)	ferraillage	A adoptée (cm ²)
Sens longitudinal	appuis	597.3	0.084	SSA	0.956	17.09	8T16	16.07
	travée	379.2	0.054	SSA	0.972	10.67	8T14	14.2
Sens transversal	appuis	338.1	0.048	SSA	0.975	9.49	4T16	8.03
	travée	214.6	0.030	SSA	0.985	5.96	4T14	6.16

Tableau VII.8 : Ferraillage de la nervure.

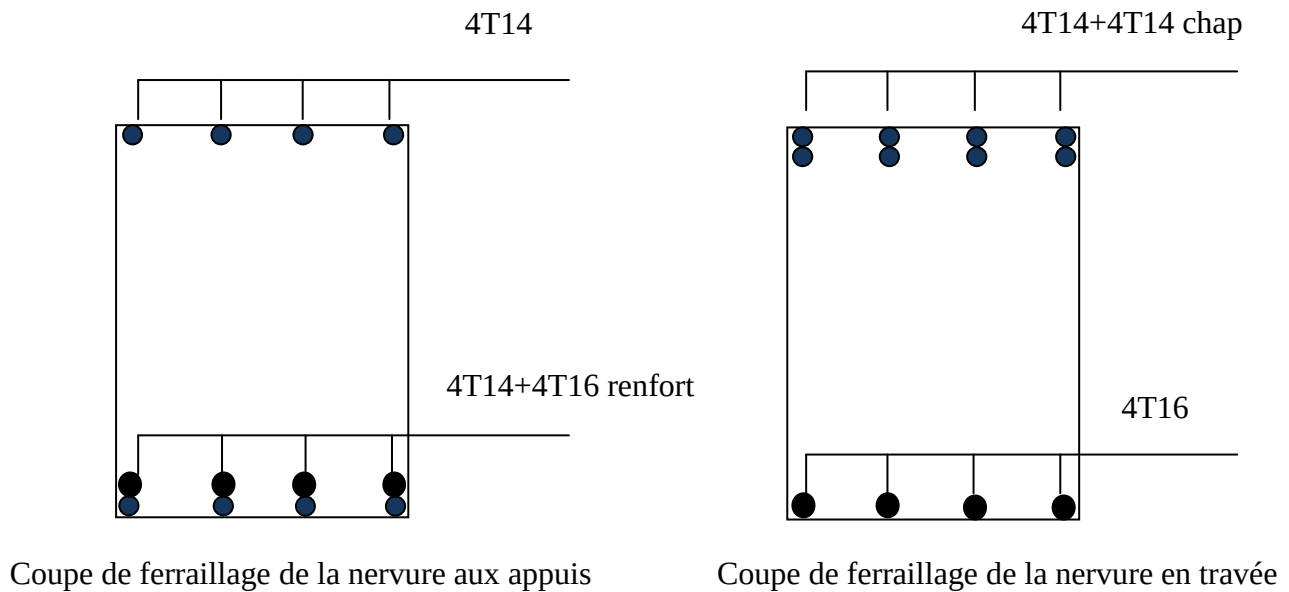


Figure VII.10 : Ferraillage de la nervure dans le sens longitudinal.

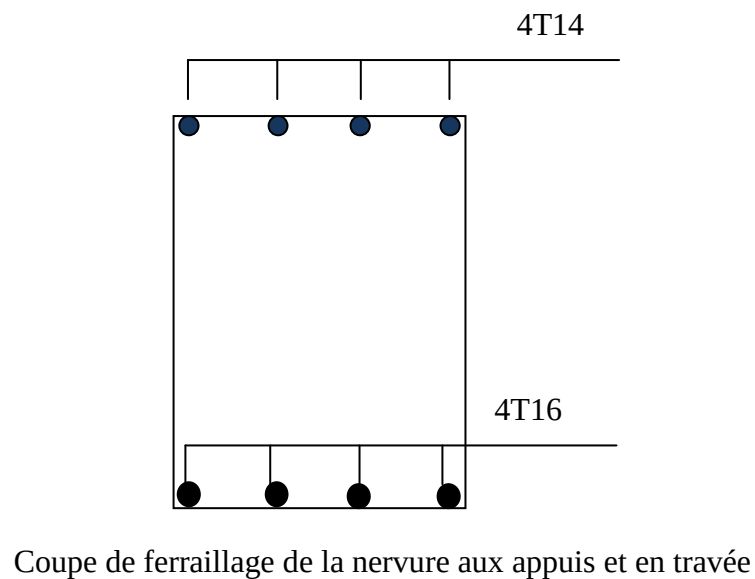


Figure VII.11: Ferraillage de la nervure dans le sens transversal.

➤ **Vérification :**❖ **Condition de fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{400} = 0,23 \times 45 \times 105 \times \frac{2,1}{400} = 5,70 \text{ cm}^2$$

$A_{s \min} = 6,16 \text{ cm}^2 > A_{min} = 5,70 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

❖ **Choix des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10} \right) = (31,42 ; 20 ; 45) = 20 \text{ mm}$$

Soit $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

Nous adoptons 4HA8 = 2,01 cm²

Espacement des armatures transversales

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12 \Phi_t \right) = \min (27,5 ; 24) = 20 \text{ cm} \quad (\text{en zone nodale})$$

$$St \leq \frac{h}{2} = 55 \text{ cm} \quad (\text{en zone courante})$$

St = 10 cm en zone nodale

St = 15 cm en zone courante

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$T_{u \max} = 723 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} = \frac{724,3 \times 1000}{450 \times 1050} = 1,53 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_b = K \sigma \leq 15 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b d} = \frac{100 \times 16,07}{45 \times 105} = 0,340$$

$$\rho = 0,57 \Rightarrow \begin{cases} \beta = 0,909 \\ K = 0,025 \end{cases}$$

$$\sigma = \frac{M_s}{\beta d \times A_s} = \frac{214,6 \times 1000}{0,909 \times 105 \times 16,07} = 139,91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \sigma = 139,91 \times 0,025 = 3,49 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Ferraillage du débord :**

Le débord est assimilé à une console courte soumise à une charge uniformément répartie.

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

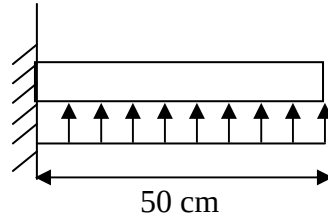


Figure VII.12 : Schéma statique du débord.

➤ **Sollicitation de calcul :**

• **Limitation de la contrainte tangente conventionnelle :**

$$\tau_u \leq \min (0.03 (2 + \delta) f_{cj} ; 4 \text{ MPa}) \quad \text{avec : } \begin{cases} \delta = 4 \\ f_{cj} = 30 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \tau_u \leq \min (5.4 ; 4 \text{ MPa}) = 4 \text{ MPa.}$$

➤ **Calcul des armatures :**

✓ **Armatures supérieures tendues :**

L'aire A_d de la section des armatures est donnée par la formule suivante :

$$A = \frac{M_u}{Z f_e / \gamma_s} \quad \text{où } Z = \min (0.7d(1 + 0.1 \delta) ; 2.4a(0.4 + 0.1\delta))$$

Avec : M_u : le moment de flexion à l'état limite ultime dans la section d'encastrement.

V_u : l'effort tranchant à l'état limite ultime dans la même section.

a : la distance de la résultante de la charge au nu de la section d'encastrement ($a = \frac{M_u}{V_u}$)

d : la hauteur utile ($d = 4$ dans le cas d'une charge répartie).

$$M_u = \frac{q \cdot l^2}{2} = 33.39 \text{ kN.m} \quad \text{et} \quad V_u = q \cdot l = 133.58 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow a = 0.25 \text{ m}$$

$$Z = \min (3.92 ; 0.48) \Rightarrow Z = 3.92$$

$$A = 2.4 \text{ cm}^2$$

✓ Armatures réparties :

L'air total $\sum A_r$ de la section de ces armatures est donné par la formule suivante :

$$\sum A_r = \lambda A$$

$$\text{Avec : } \lambda = \frac{1}{4} \left(\delta + \frac{12 \tau_u}{f_{cj}} - 1 \right)$$

$$\Rightarrow \lambda = 1.15$$

$$\sum A_r = 1.15 \times 2.4 = 2.76 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord ($A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}}$), alors le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier.

Conclusion

Ce projet de fin d'étude nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique de notre formation d'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine du génie civil d'une part, et d'autre part d'acquérir des connaissances sur l'utilisation des logiciels.

La compréhension des facteurs influant sur le comportement dynamique d'une structure nécessite l'analyse de plusieurs configurations des dispositions du système de contreventement, pour avoir une bonne distribution des voiles qui peut réduire les effets des modes de torsion, induisant des efforts supplémentaires, et améliorer le comportement de la structure durant le séisme.

La justification de l'interaction portique voiles permet de quantifier la part de l'effort tranchant repris par les voiles et celles reprise par les portiques.

Notons qu'enfin, ce projet qui constitue pour nous une première expérience, nous à était très bénéfique puisque l'utilisation de l'outil informatique nous a permise d'économiser beaucoup de temps, mais la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.

Nous avons appris, et nous n'apprendrons jamais assez, espérons que ce modeste travail apporte un plus aux promotions future et que le bon dieu nous protège.

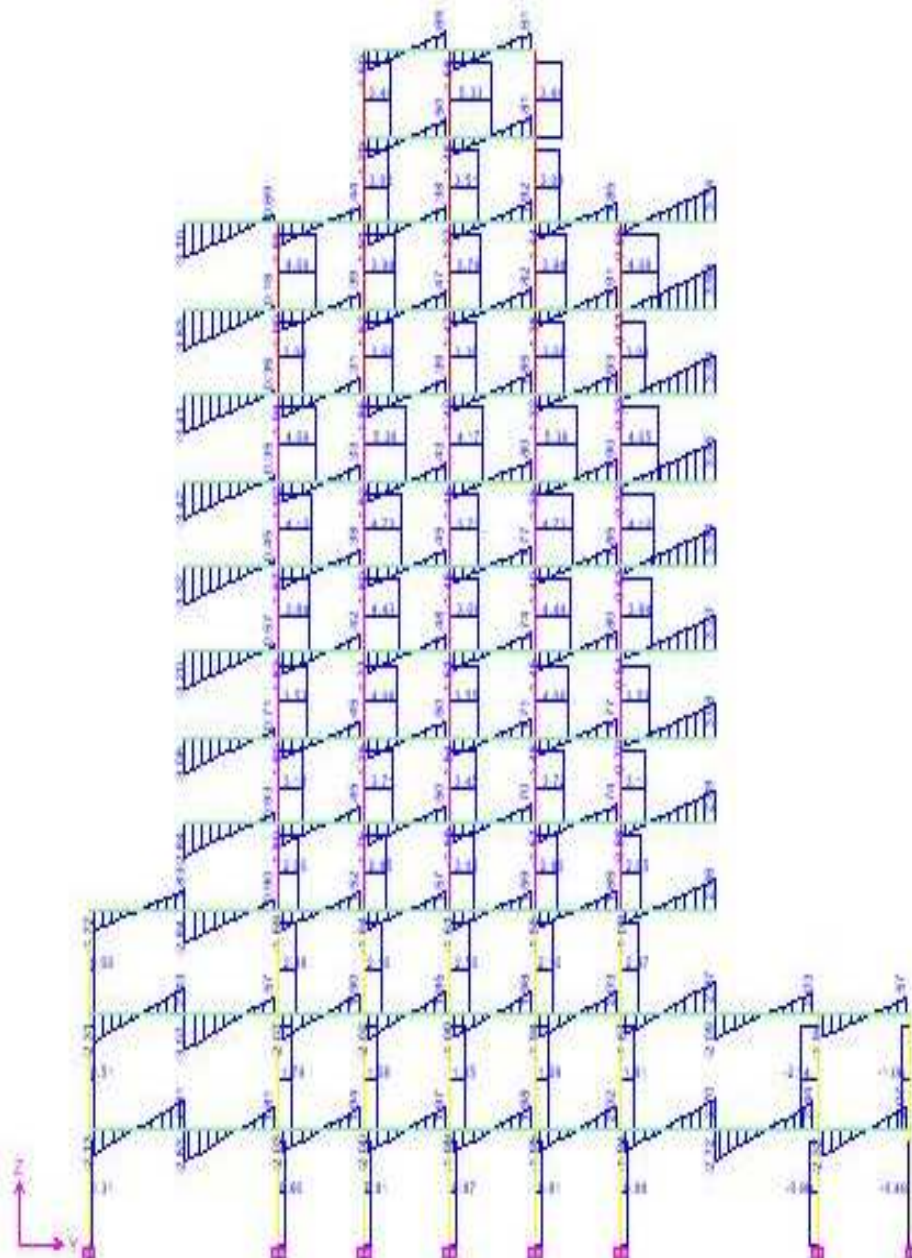


Diagramme de l'effort tranchant (ELU) suivant Y-Y.

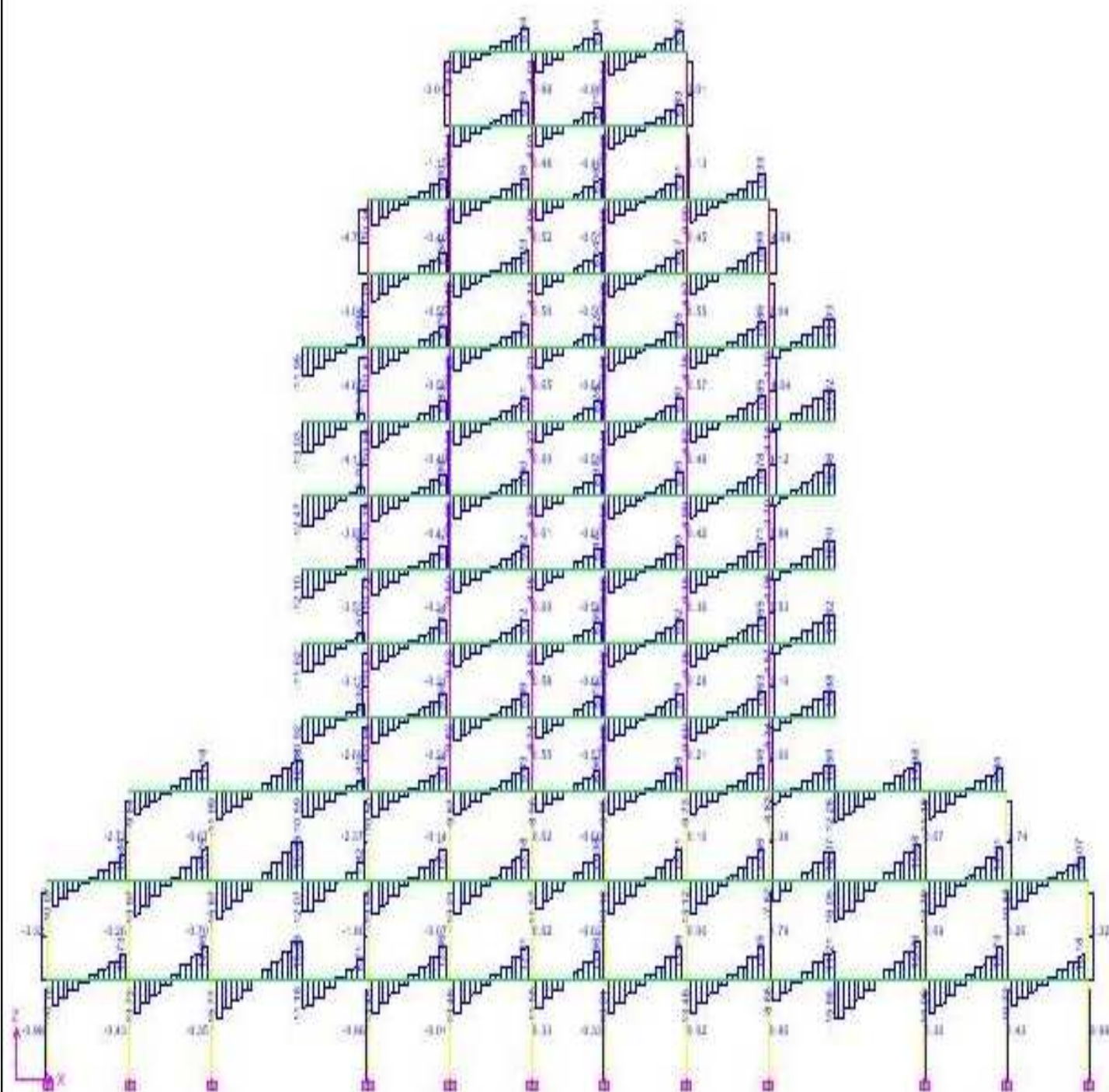


Diagramme de l'effort tranchant (ELU) suivant X-X.



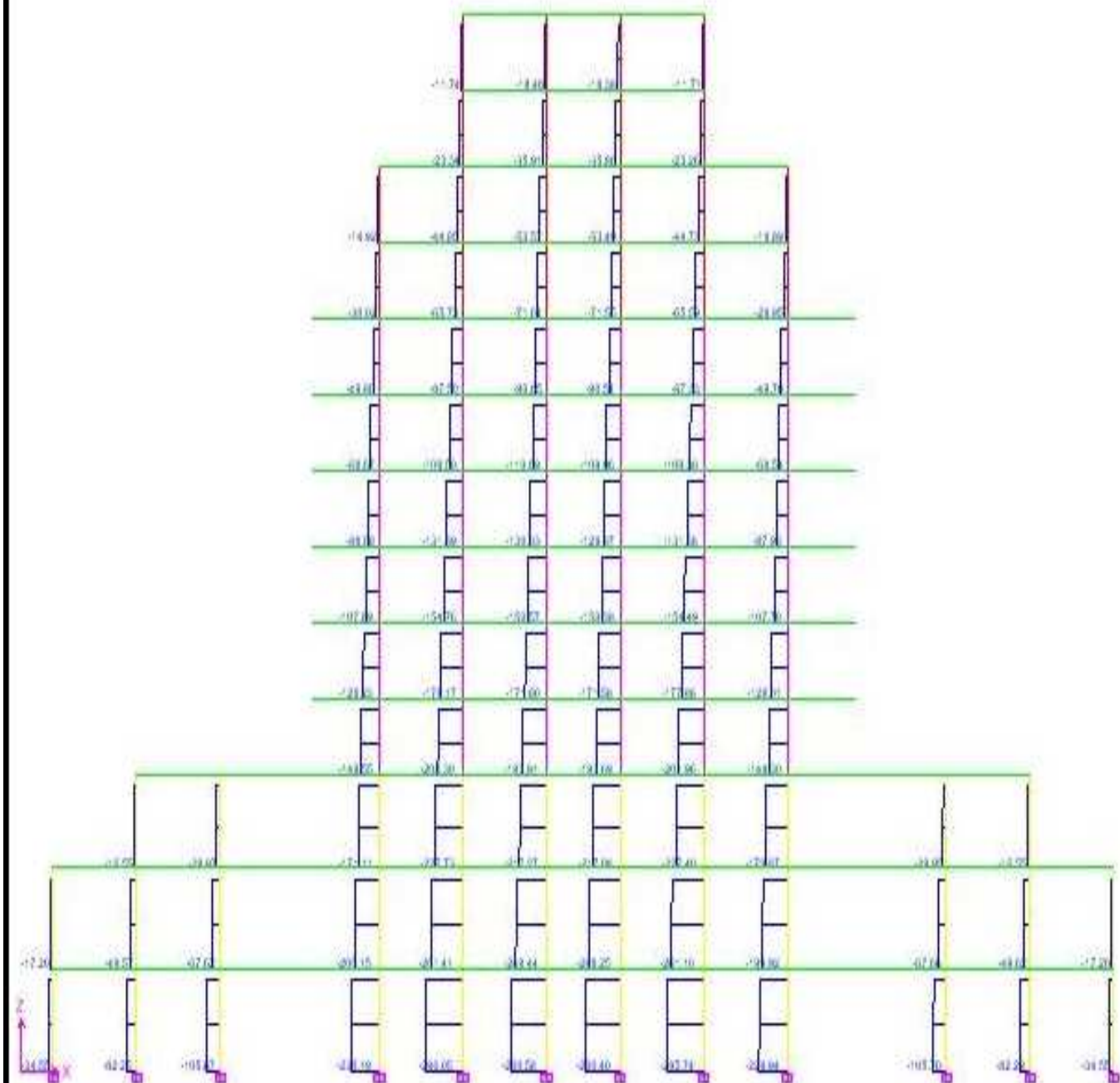


Diagramme de l'effort normal (ELU) suivant X-X.

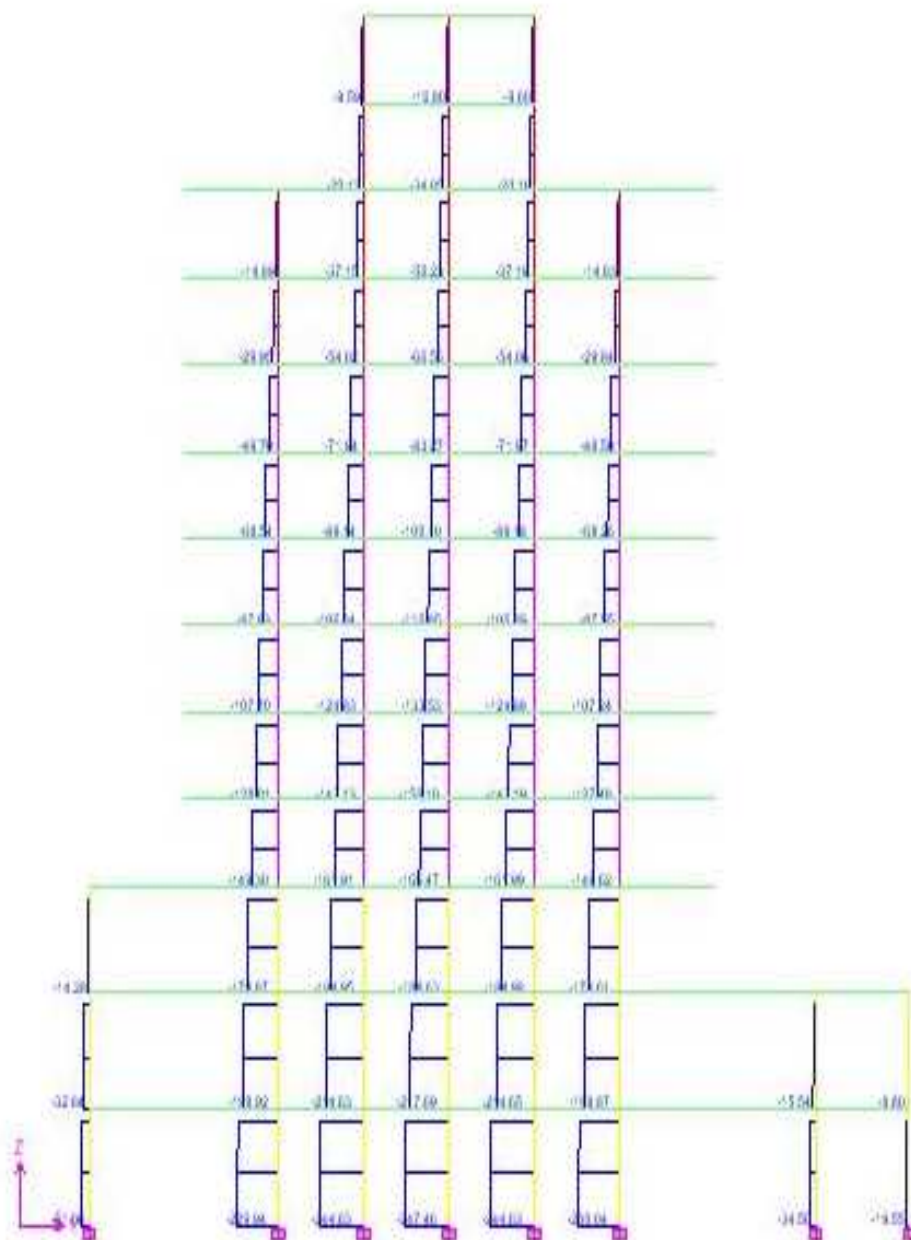


Diagramme de l'effort normal (ELU) suivant Y-Y.

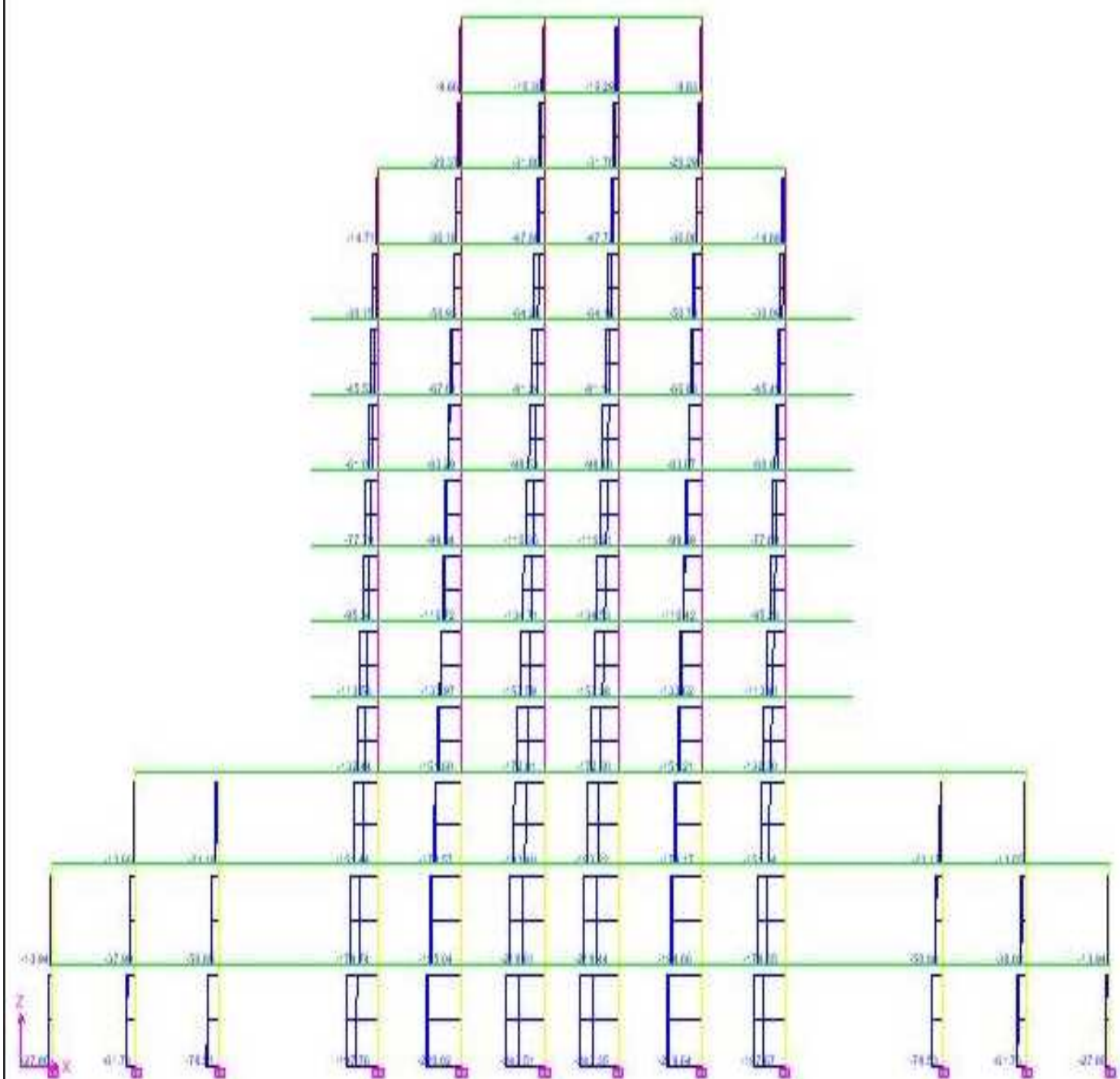


Diagramme de l'effort normal (GQ+E) suivant X-X.

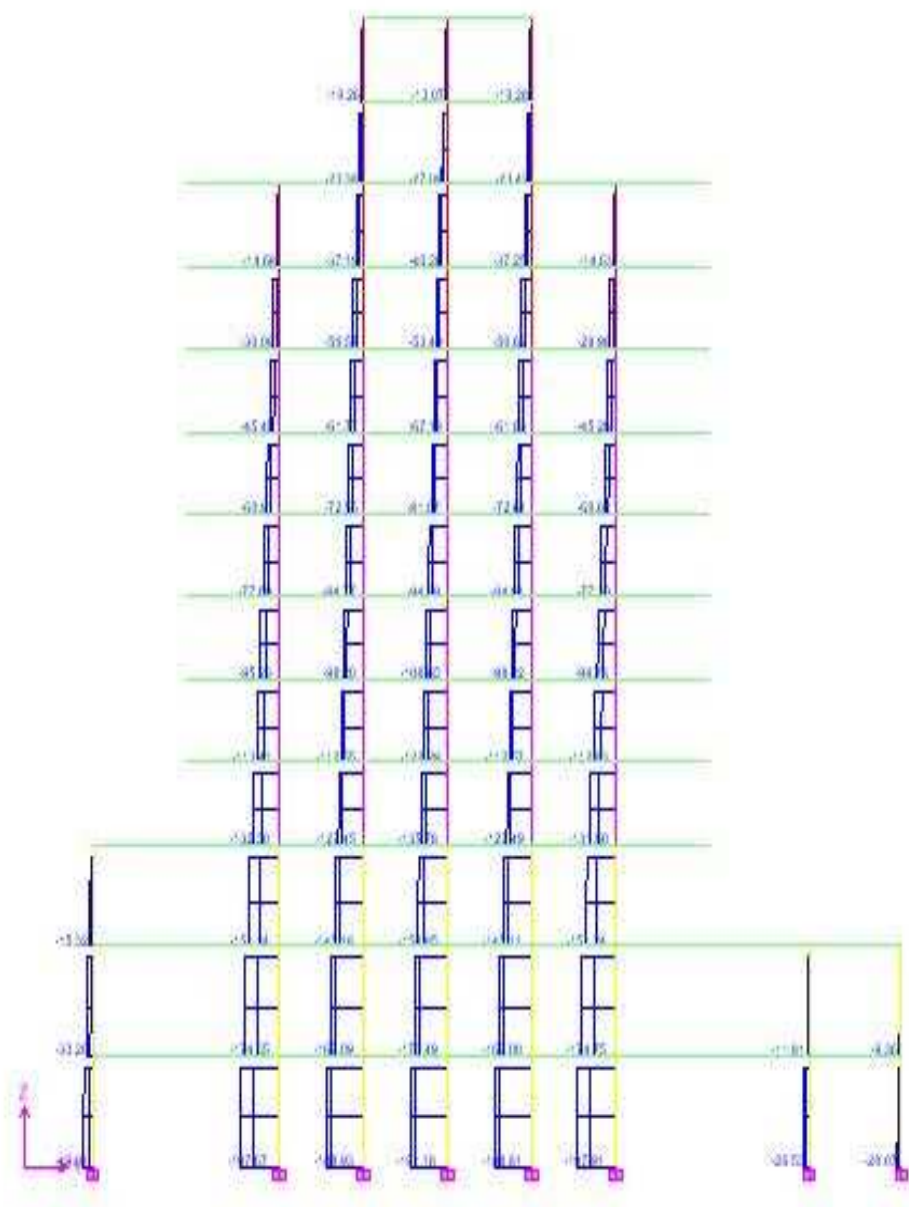


Diagramme de l'effort normal (GQ+E) suivant Y-Y.

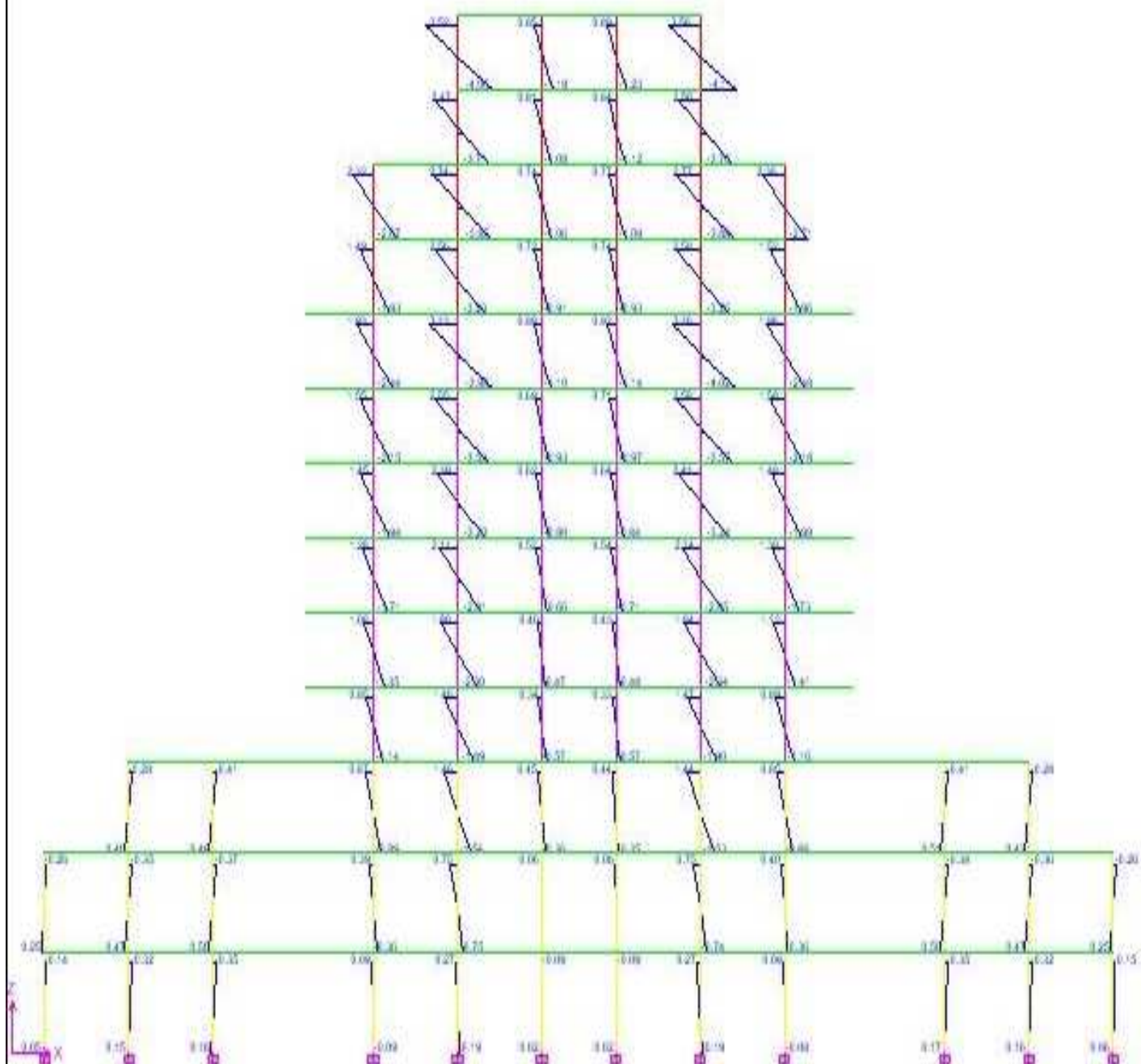


Diagramme des moments fléchissant (ELU) suivant X-X.

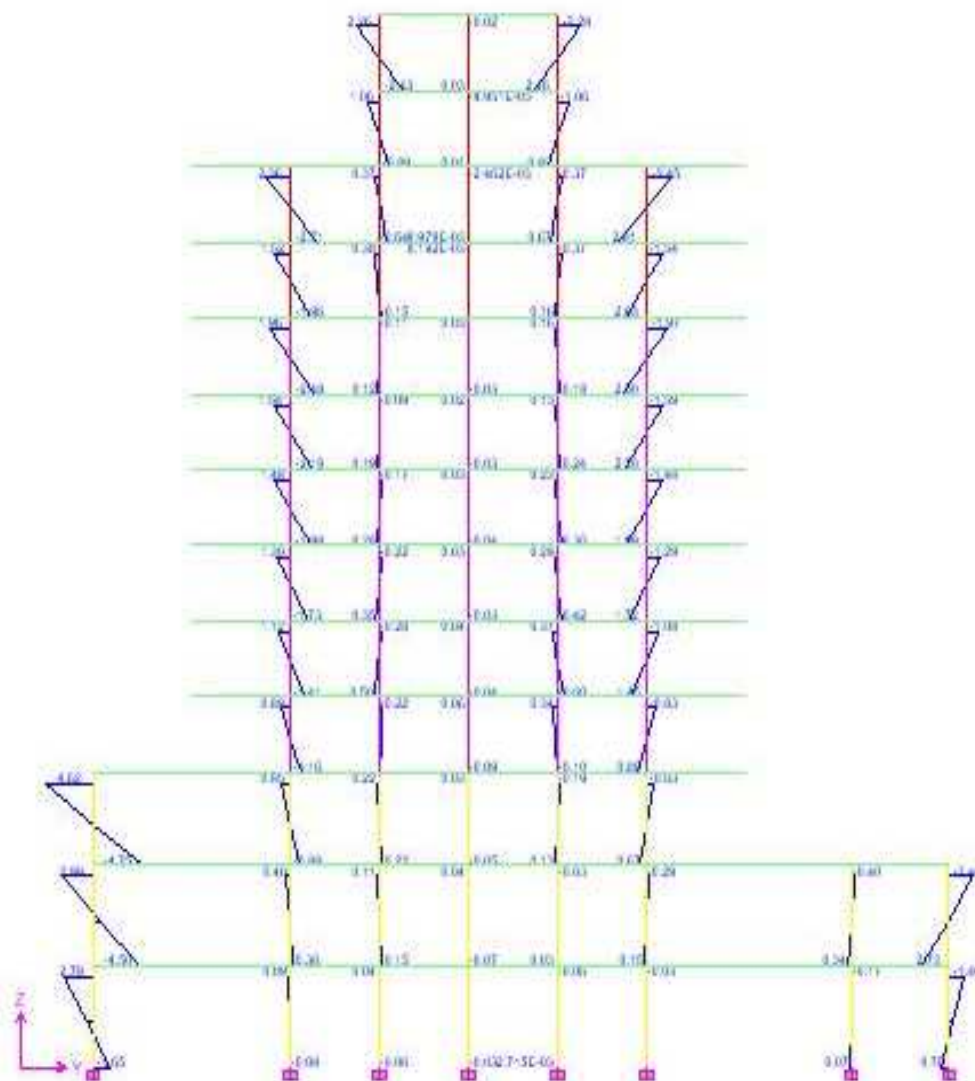


Diagramme des moments fléchissant (ELU) suivant Y-Y.

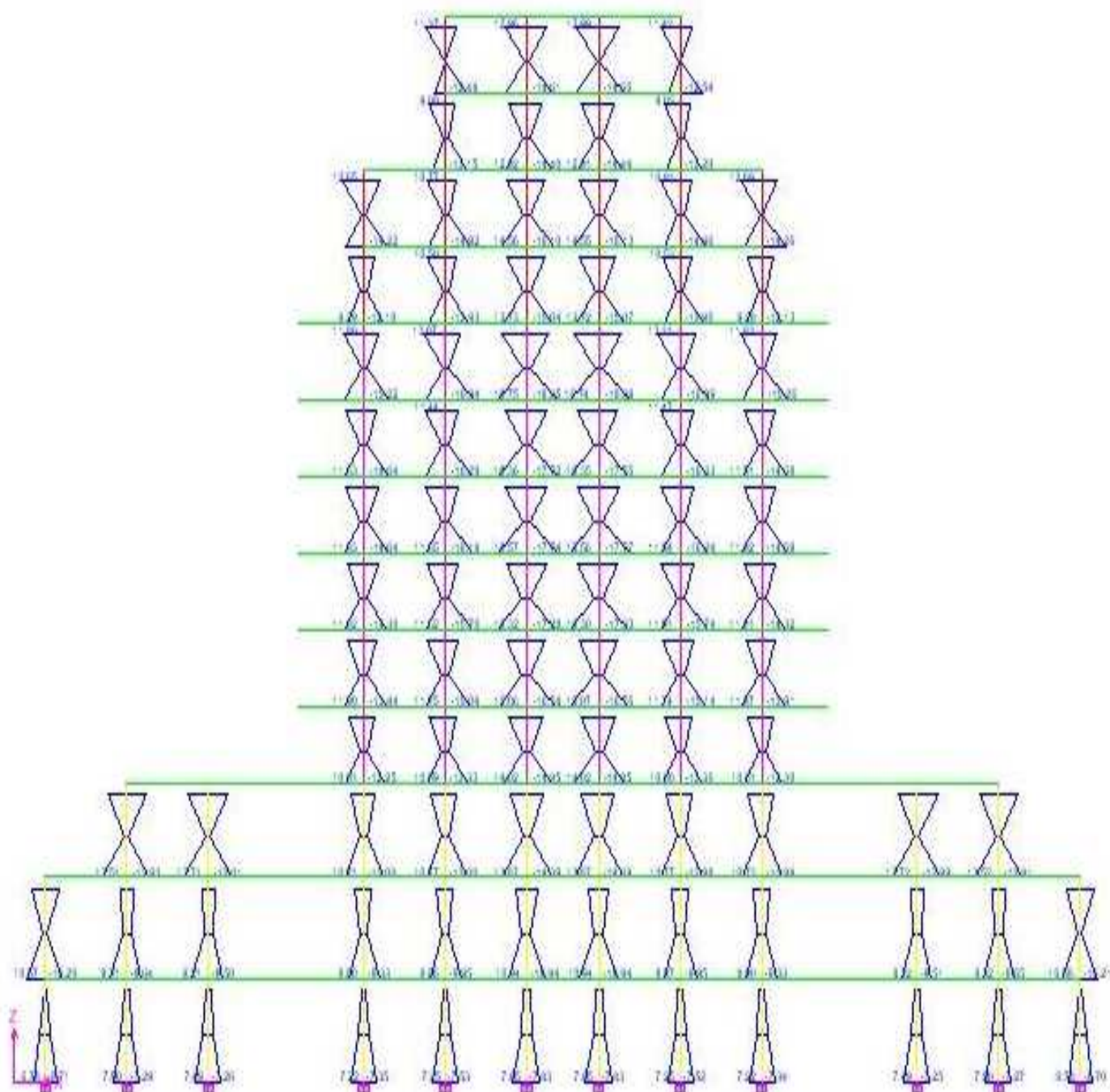


Diagramme des moments fléchissant (GQ+E) suivant X-X.

TABLEAUX

Tableau	Titre	Page
II.1	Prédimensionnement des poteaux	19
II.2	Vérification des coffrages des poteaux en tenant compte des sections réelles.	21
III.1	Moments fléchissant en travées à l'ELU (étage courant).	29
III.2	Efforts tranchants à l'ELU (étage courant).	30
III.3	Moments fléchissant en travées à l'ELS (étage courant).	35
III.4	Efforts tranchants à l'ELS (étage courant).	36
III.5	Moments fléchissant en travées à l'ELU (étage commercial).	40
III.6	Efforts tranchants à l'ELU (étage commercial).	41
III.7	Moments fléchissant en travées à l'ELS (étage commercial).	44
III.8	Efforts tranchants à l'ELS (étage commercial).	45
III.9	Efforts tranchants et moments fléchissant de la 2 ^{ème} paillasse à l'ELU.	50
III.10	Efforts tranchants et moments fléchissant de la 1 ^{ère} paillasse à l'ELU.	52
III.11	Efforts tranchants et moments fléchissant de la 2 ^{ème} paillasse à l'ELS.	56
III.12	Efforts tranchants et moments fléchissant de la 1 ^{ère} paillasse à l'ELS.	57
V.1	Les critères du facteur de qualité.	99
V.2	Calcul des déplacements.	101
V.3	Participation massique.	102
V.4	Vérification de l'effet P- Δ .	104
V.5	Vérification des excentricités réelles.	105
VI.1	Ferraillage des poteaux sous M_2 (sens longitudinal).	113
VI.2	Ferraillage des poteaux sous M_3 (sens transversal).	114
VI.3	Vérification des contraintes sous M_2 .	118
VI.4	Vérification des contraintes sous M_3 .	118
VI.5	Ferraillage des poutres principales.	120
VI.6	Ferraillage des poutres secondaires.	121
VI.7	Vérification des armatures des poutres principales.	125
VI.8	Vérification des armatures des poutres secondaires.	125
VI.9	Ferraillage des voiles VL1, VL3G, VL3D, VL12G, VL12D.	138
VI.10	Ferraillage des voiles pleins VT1, VT3, VT12.	139
VI.11	Ferraillage des linteaux S1 et S2.	140
VII.1	Surface des semelles filantes sous voiles.	142
VII.2	Surface des semelles filantes sous poteaux.	142
VII.3	Ferraillage du panneau le plus sollicité.	149
VII.4	Moments aux appuis dans le sens longitudinal.	150
VII.5	Moments en travées dans le sens longitudinal.	150
VII.6	Moments aux appuis dans le sens transversal.	151
VII.7	Moments en travées dans le sens transversal.	151
VII.8	Ferraillage de la nervure.	153

FIGURES

Figures	Titre	Page
I.1	Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.	6
I.2	Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.	6
I.3	Diagramme contraintes-déformations de l'acier.	8
II.1	Eléments constituant d'un plancher.	11
II.2	Coupe de voile en élévation.	13
II.3	Coupe de voile en plan.	13
II.4	Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible.	14
II.5	Coupe transversale du plancher d'étage courant.	15
II.6	Coupe verticale du mur extérieur.	16
II.7	Coupe verticale du mur intérieur.	16
II.8	Surface d'influence du poteau.	17
III.1	Treillis soudé (200x200).	23
III.2	Largeur de la dalle de compression.	23
III.3	Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire).	25
III.4	Schéma statique de la poutrelle.	27
III.5	Coupe transversale de la nervure.	27
III.6	Schéma statique.	28
III.7	Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.	30
III.8	Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.	31
III.9	Schéma statique.	34
III.10	Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.	35
III.11	Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.	36
III.12	Ferraillage de la poutrelle.	39
III.13	Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (étage commercial).	40
III.14	Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (étage commercial).	41
III.15	Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.	44
III.16	Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.	45
III.17	Section de la poutrelle	46
III.18	Ferraillage de la poutrelle.	46
III.19	Coupe verticale d'un escalier.	47
III.20	Vue en plan de l'escalier.	48
III.21	Schéma statique de la 2 ^{ème} paillasse à l'ELU.	49
III.22	Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants de la 2 ^{ème} paillasse à l'ELU.	51
III.23	Schéma statique de la 1 ^{ère} paillasse à l'ELU.	51
III.24	Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants de la 1 ^{ère} paillasse à l'ELU.	53
III.25	Schéma statique de la 2 ^{ème} paillasse à l'ELS.	56
III.26	Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants de la 2 ^{ème} paillasse à l'ELS.	57
III.27	Schéma statique de la 1 ^{ère} paillasse à l'ELS.	57

III.28	Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants de la 1 ^{ère} paillasse à l'ELS.	58
III.29	Schéma statique de la poutre palière à l'ELU.	63
III.30	Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU	64
III.31	Schéma statique de la poutre palière à l'ELS.	66
III.32	Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS	66
III.33	Coupe verticale de l'acrotère.	69
III.34	Schéma statique de l'acrotère.	69
III.35	Schéma de calcul	70
III.36	Ferraillage de l'acrotère.	74
III.37	Schéma de la dalle salle machine.	75
III.38	Schéma de ferraillage de la dalle salle machine.	81
IV.1	La structure finale modélisée en 3D.	93
IV.2	La disposition des voiles dans la structure.	94
V.1	Translation du mode fondamental.	103
VI.1	Section entièrement tendue.	109
VI.2	Section partiellement comprimée.	110
VI.3	Section entièrement comprimée.	112
VI.4	Section du poteau (bxh).	112
VI.5	Schéma de ferraillage des poteaux.	118
VI.6	Surface d'influence d'une poutre.	123
VI.7	Schéma de ferraillage des poutres.	126
VI.8	Disposition des armatures verticales dans le voile.	130
VI.9	Armatures de linteaux.	132
VII.1	Périmètre utile des voiles et des poteaux	147
VII.2	Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.	150
VII.3	Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.	150
VII.4	Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.	151
VII.5	Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.	151
VII.6	Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.	152
VII.7	Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.	152
VII.8	Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.	152
VII.9	Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.	152
VII.10	Ferraillage de la nervure dans le sens longitudinal	153
VII.11	Ferraillage de la nervure dans le sens transversal	153
VII.12	Schéma statique du débord.	155

Bibliographie

- ❖ BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- ❖ Pratiques du BAEL 91, cours et exercices corrigés.
Jean Perchât, Jean Roux
- ❖ Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).
- ❖ DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.
- ❖ Cour et TD des années de spécialité.

Conclusion

Ce projet de fin d'étude nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique de notre formation et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine du génie civil d'une part, et d'autre part d'acquérir des connaissances sur l'utilisation des logiciels.

La compréhension des facteurs influant sur le comportement dynamique d'une structure nécessite l'analyse de plusieurs configurations des dispositions du système de contreventement, pour avoir une bonne distribution des voiles qui peut réduire les effets des modes de torsion, induisant des efforts supplémentaires, et améliorer le comportement de la structure durant le séisme.

La justification de l'interaction portique voiles permet de quantifier la part de l'effort tranchant repris par les voiles et celles reprise par les portiques.

Notons qu'enfin, ce projet qui constitue pour nous une première expérience, nous à été très bénéfique puisque l'utilisation de l'outil informatique nous a permise d'économiser beaucoup de temps, mais la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.

Espérons que ce modeste travail apporte un plus aux promotions future.

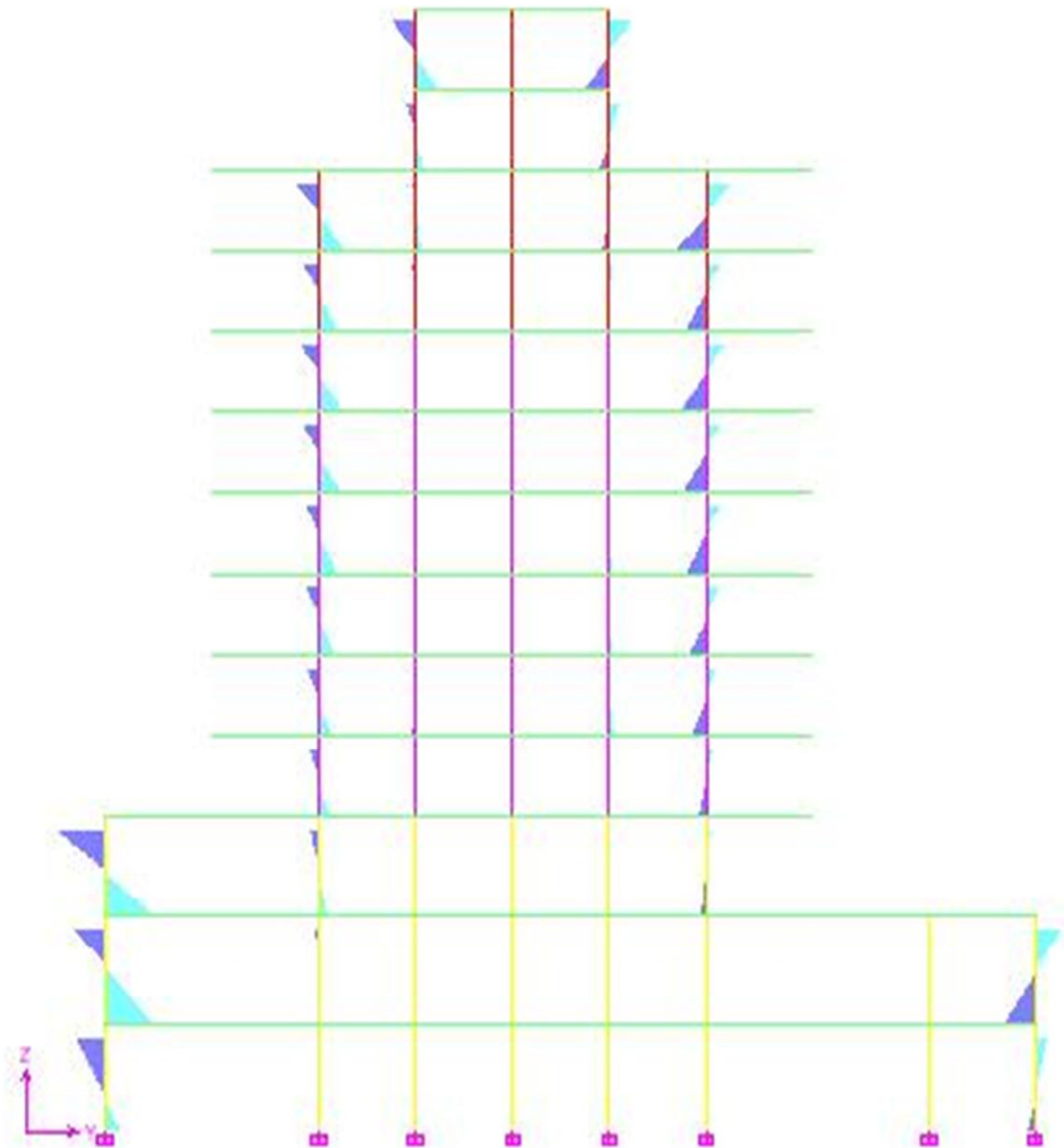


Diagramme des moments fléchissant suivant Y-Y' (ELU).

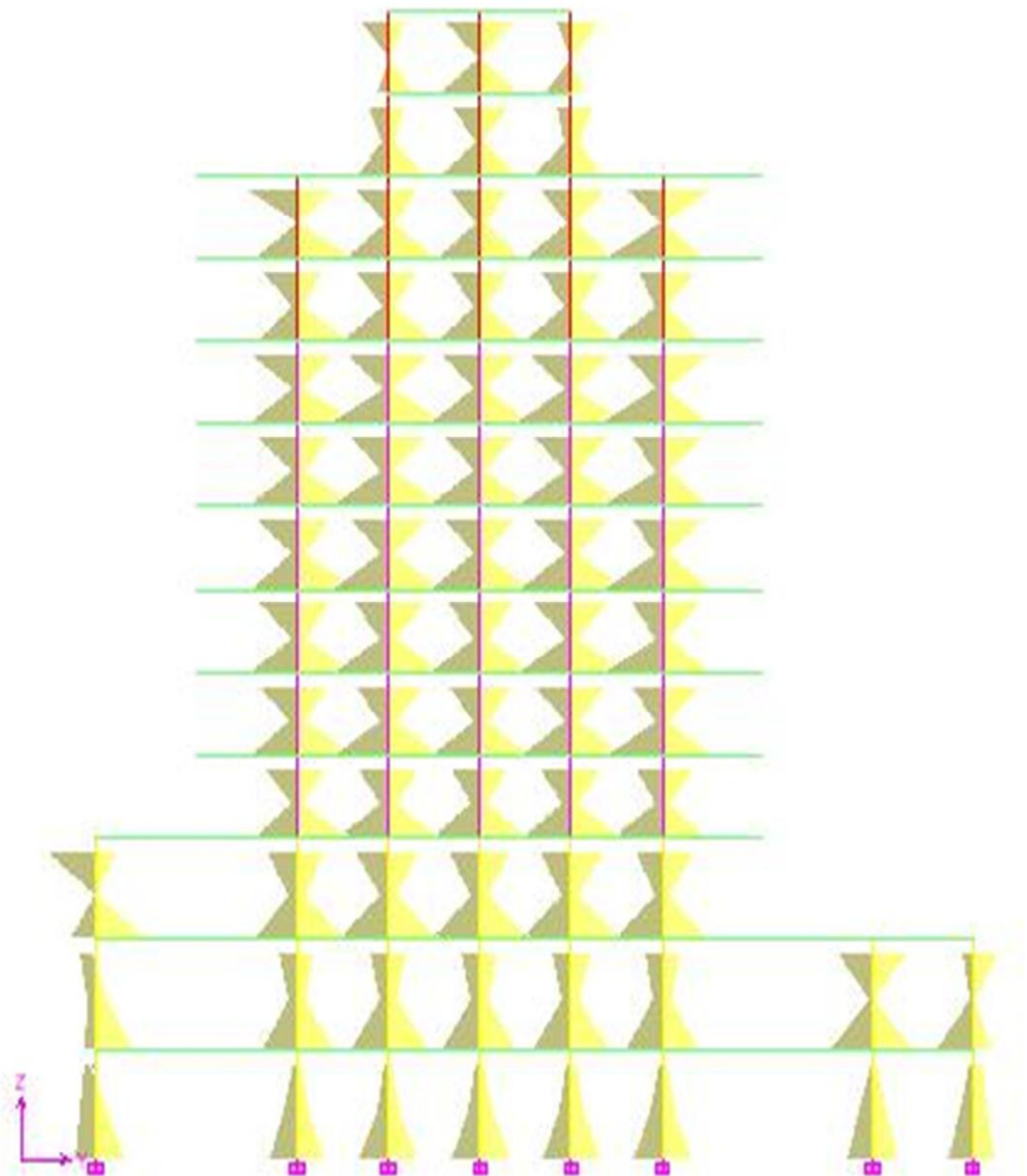


Diagramme des moments fléchissant suivant Y-Y' (G+Q+E).

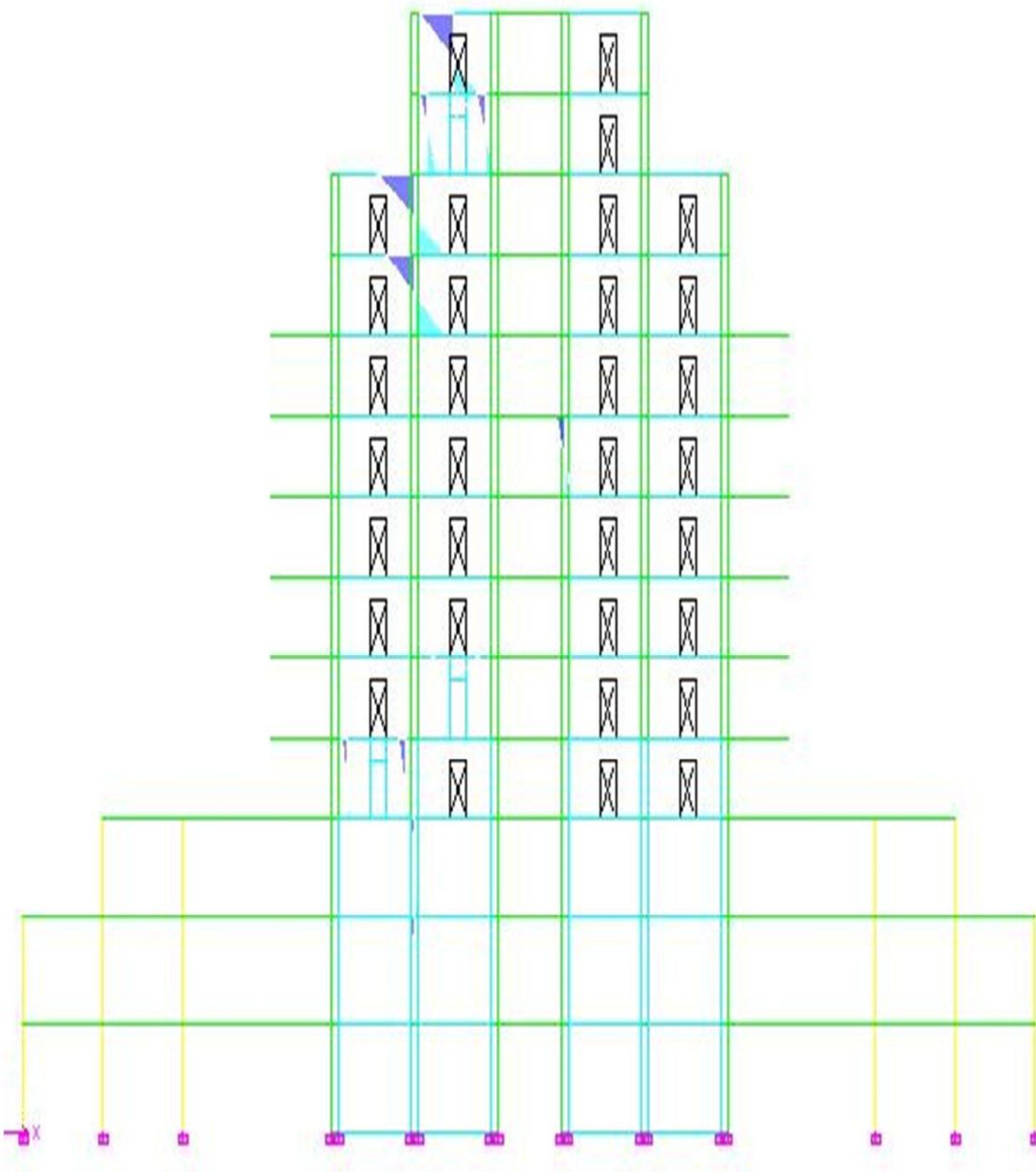


Diagramme des moments fléchissant suivant X-X' (ELU)

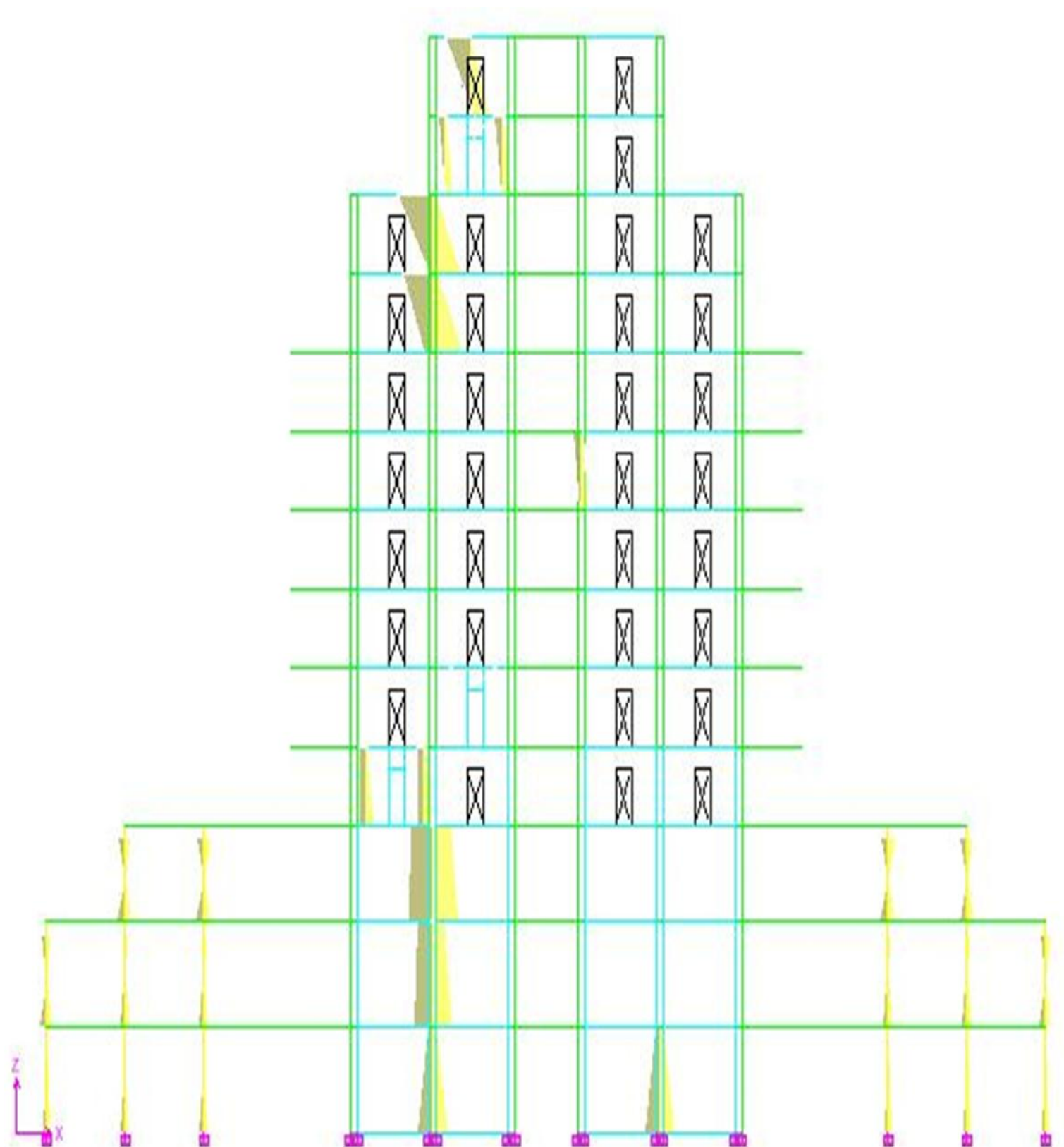


Diagramme des moments fléchissant suivant X-X' (G+Q+E).

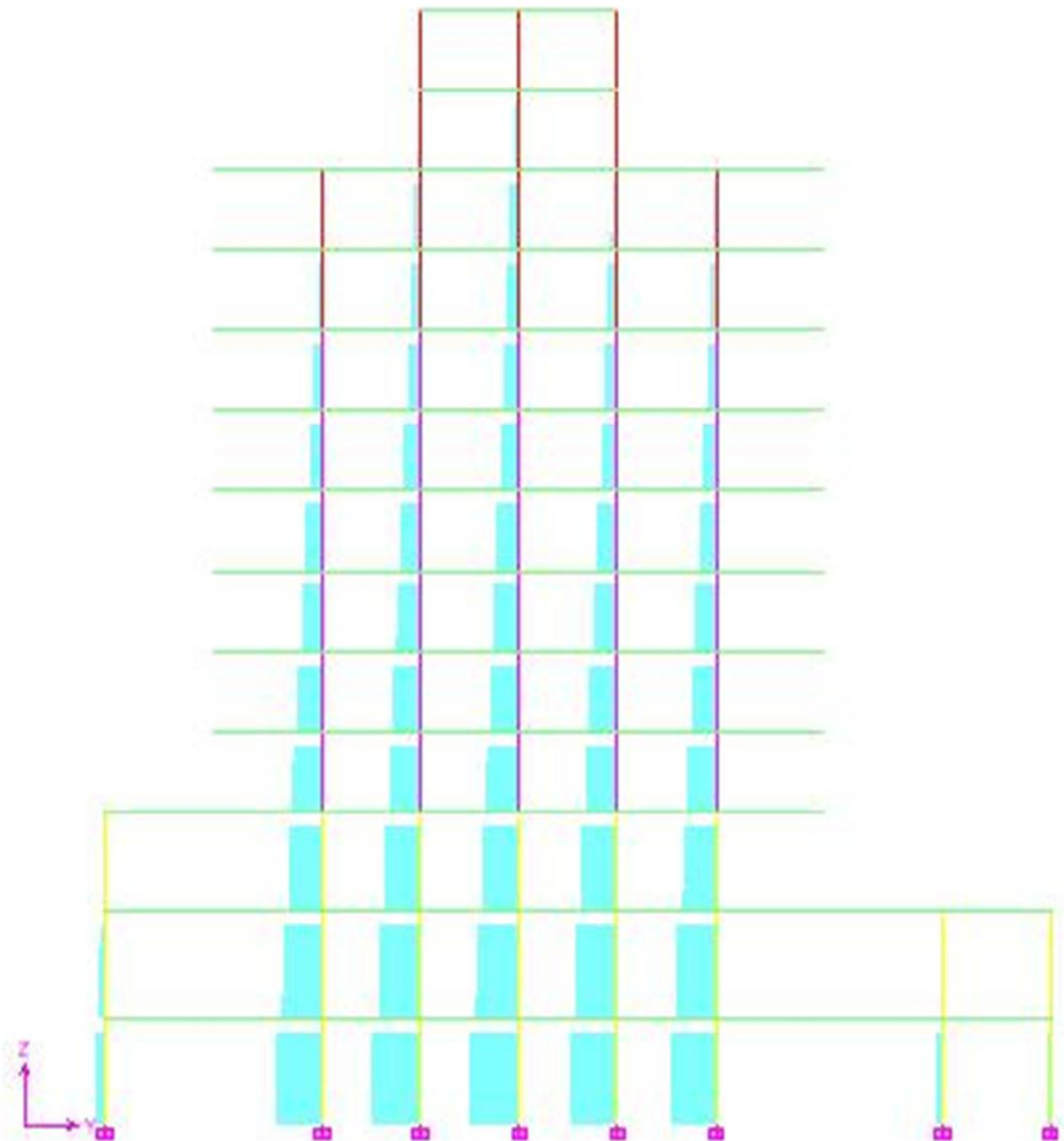


Diagramme des efforts normaux suivant Y-Y' (ELU).

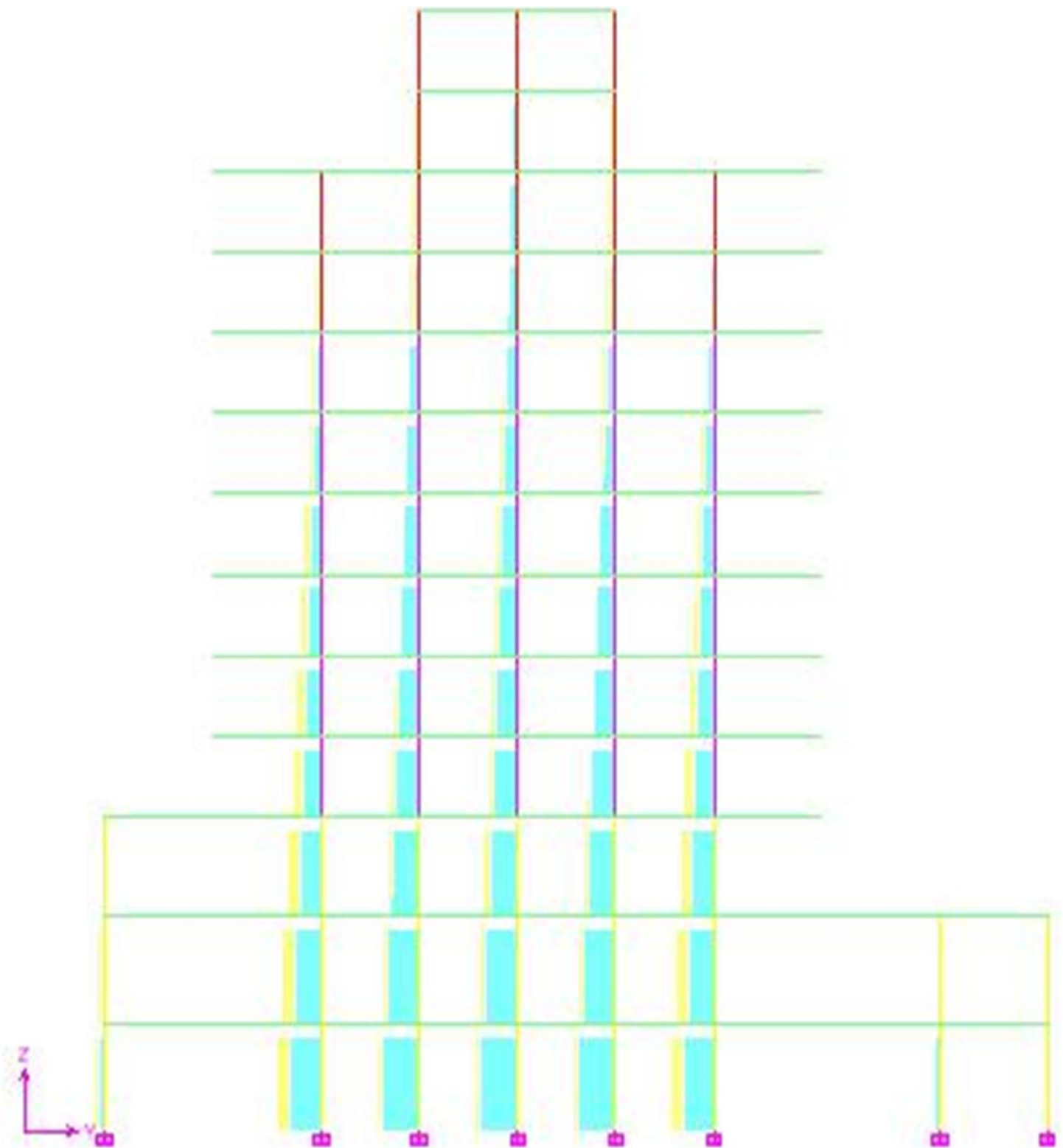


Diagramme des efforts normaux suivant Y-Y' (G+Q+E).

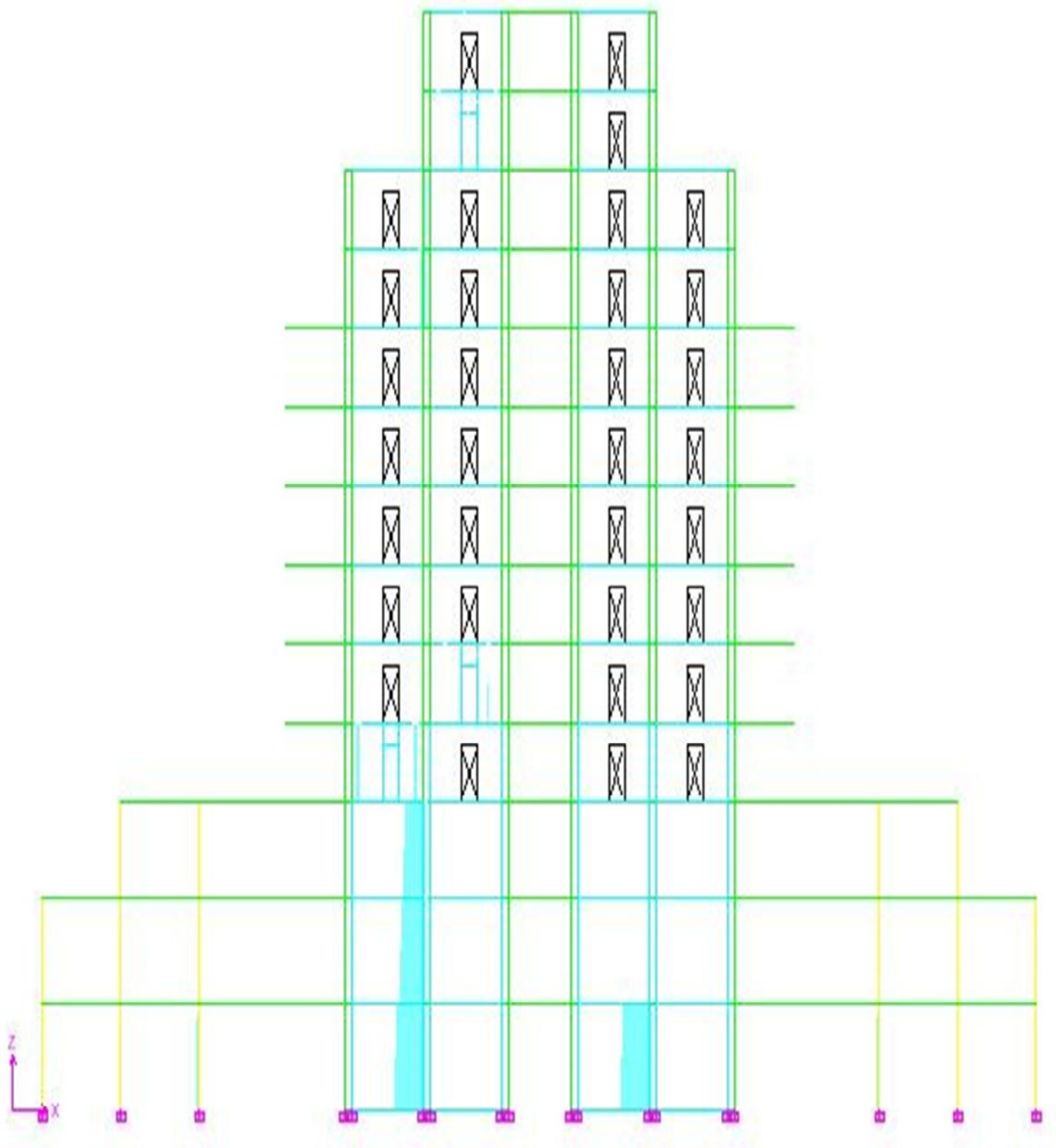


Diagramme des efforts normaux suivant X-X' (ELU).

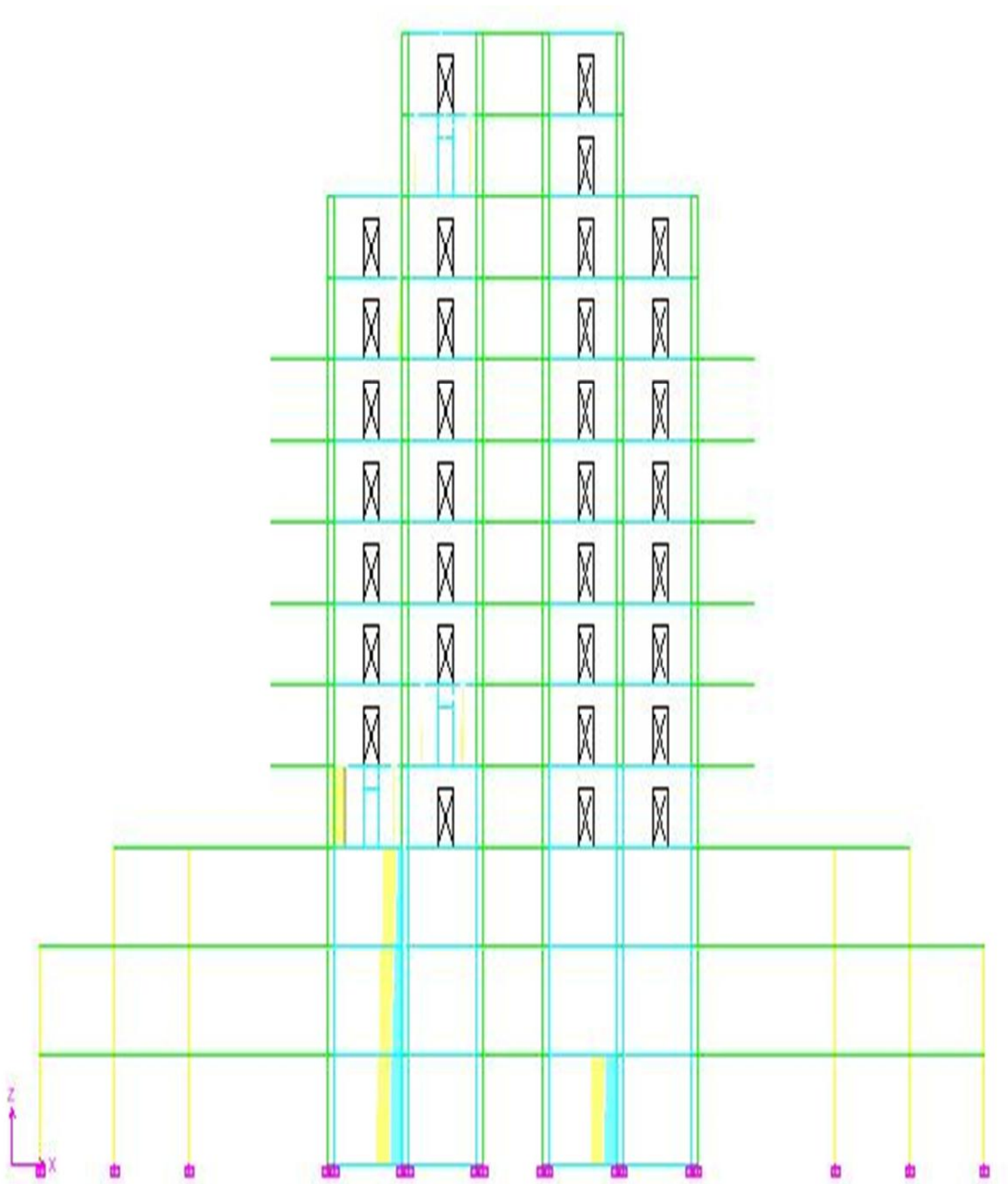


Diagramme des efforts normaux suivant X-X' (G+Q+E).

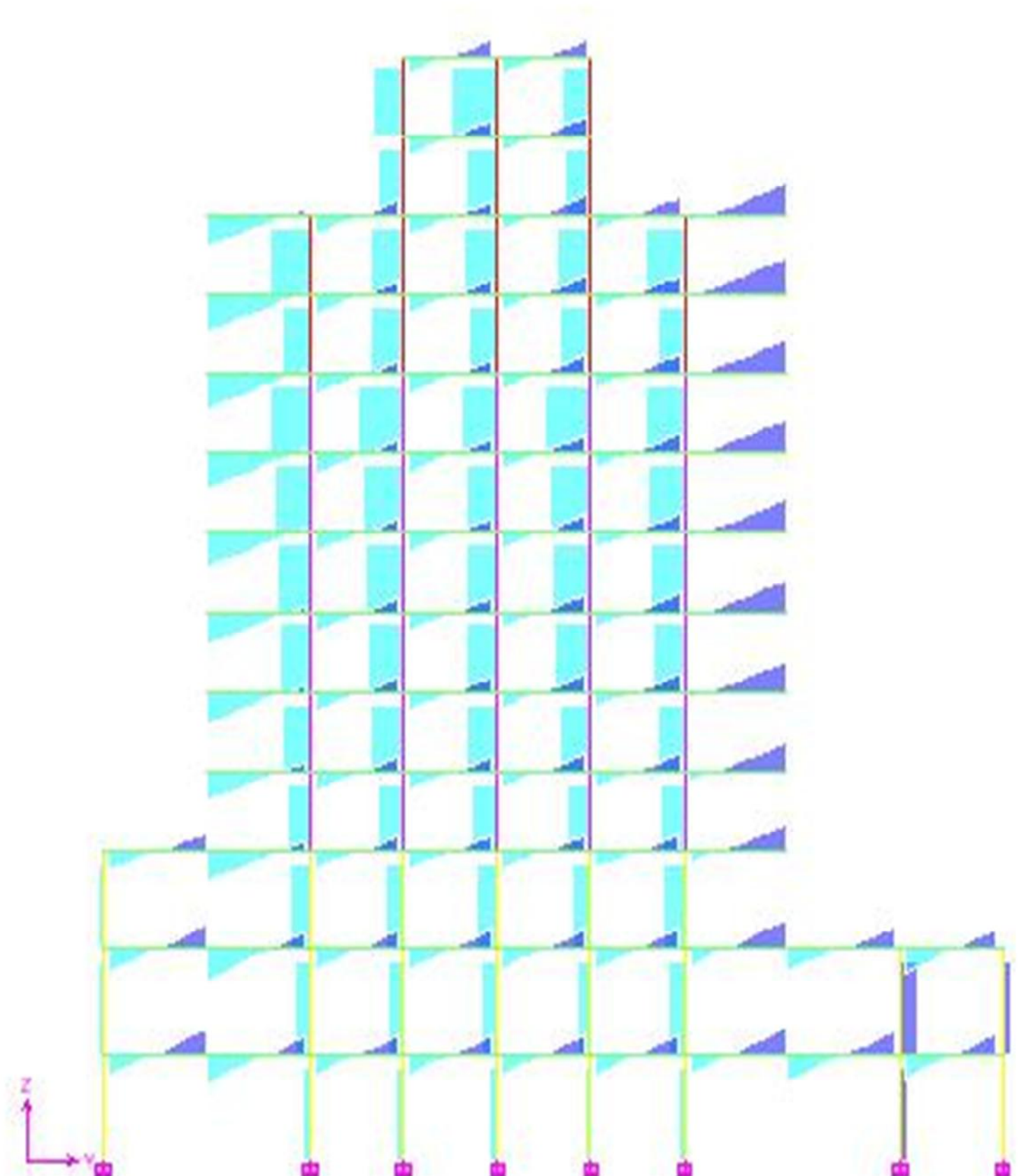


Diagramme des efforts tranchants suivant Y-Y' (ELU).

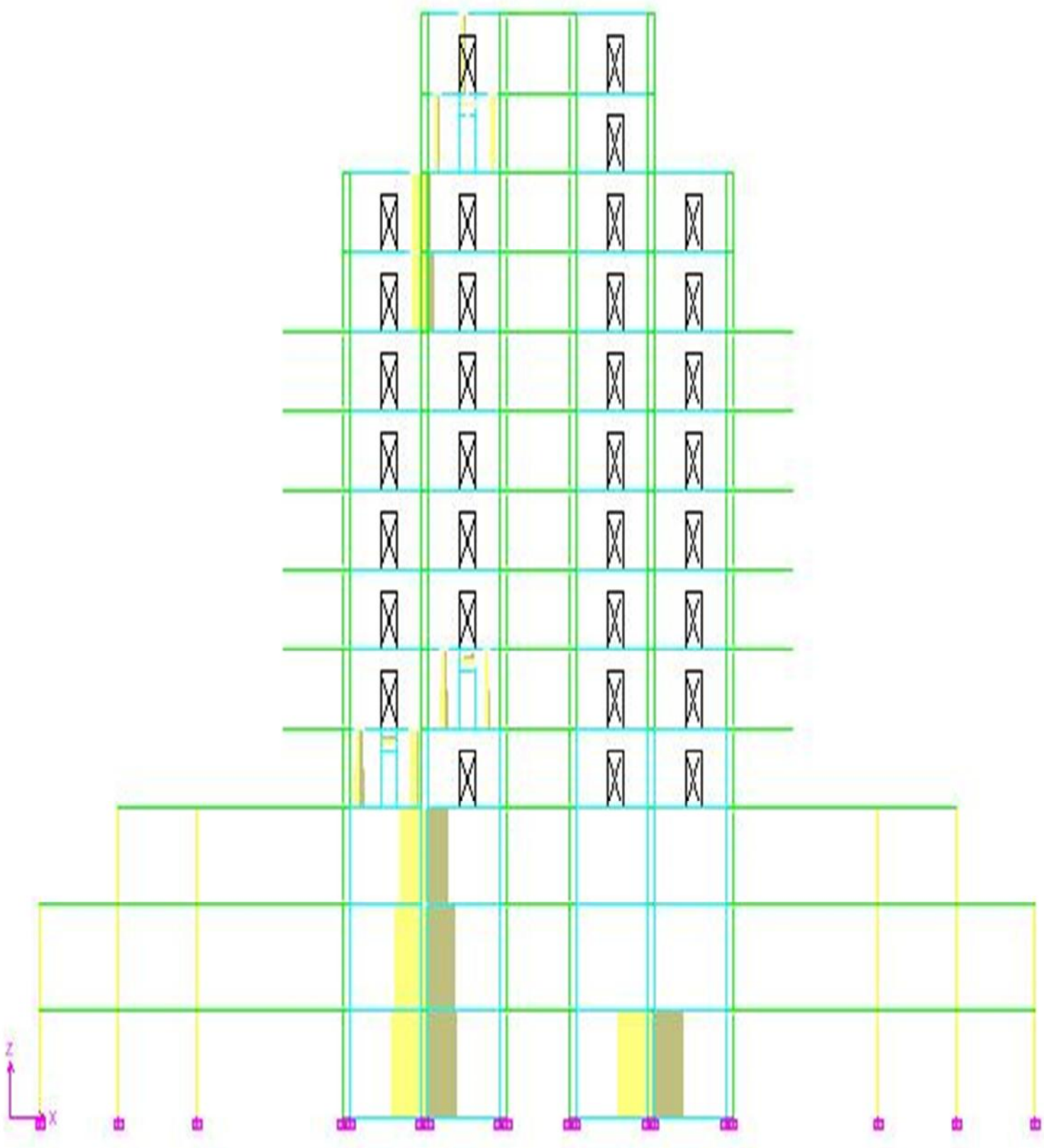


Diagramme des efforts tranchants suivant X-X' (G+Q+E).

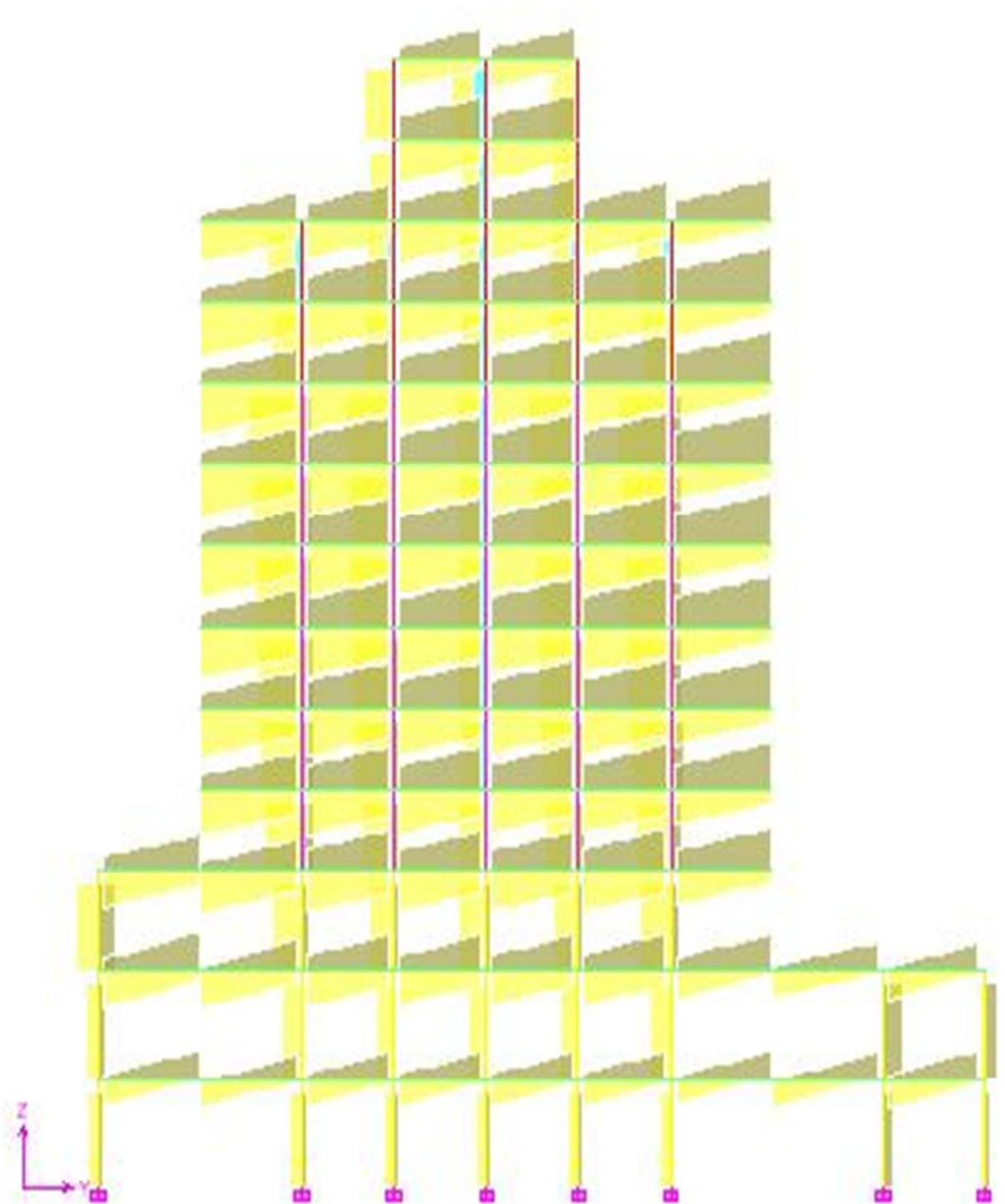


Diagramme des efforts tranchants suivant Y-Y' (G+Q+E).

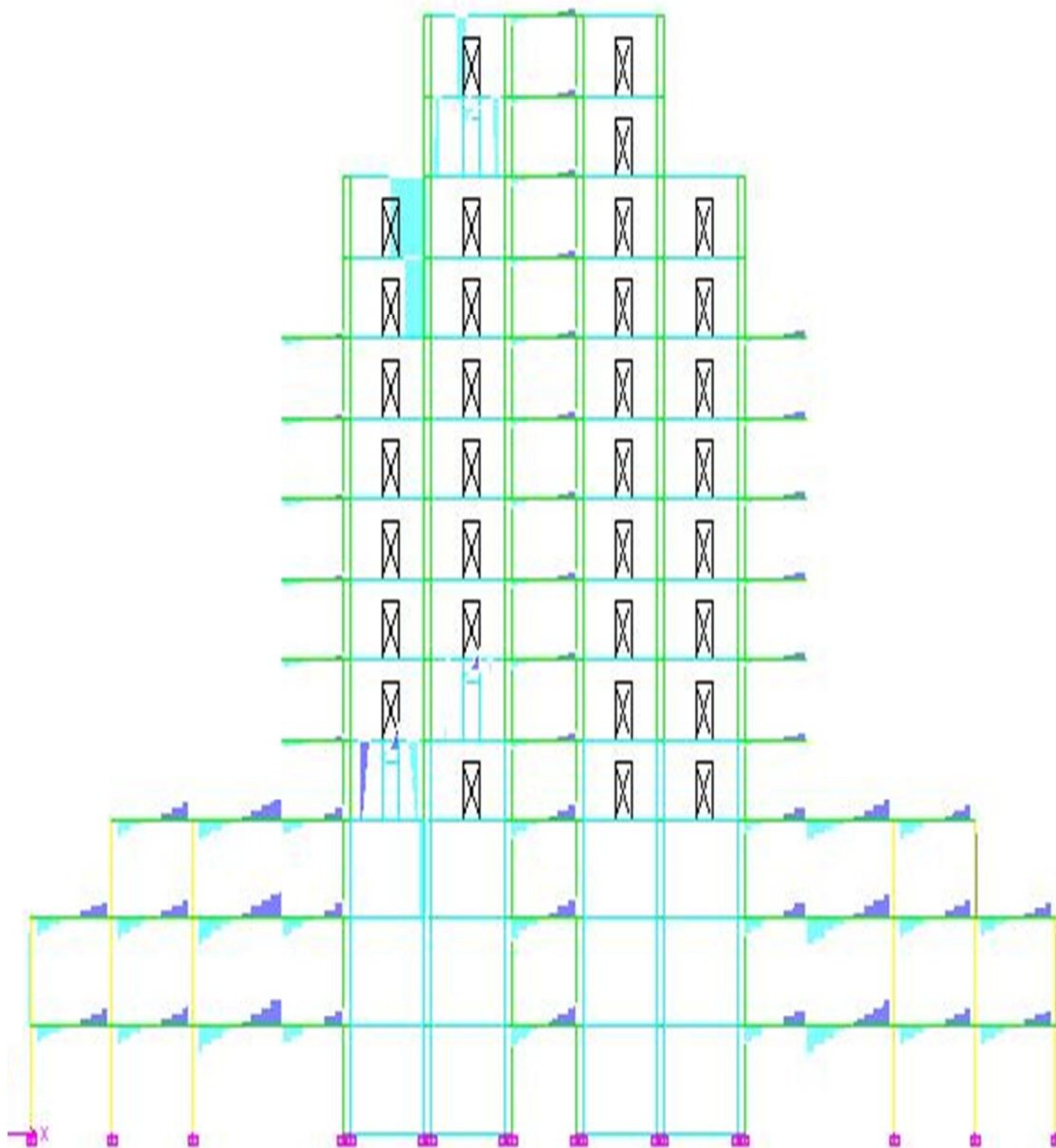
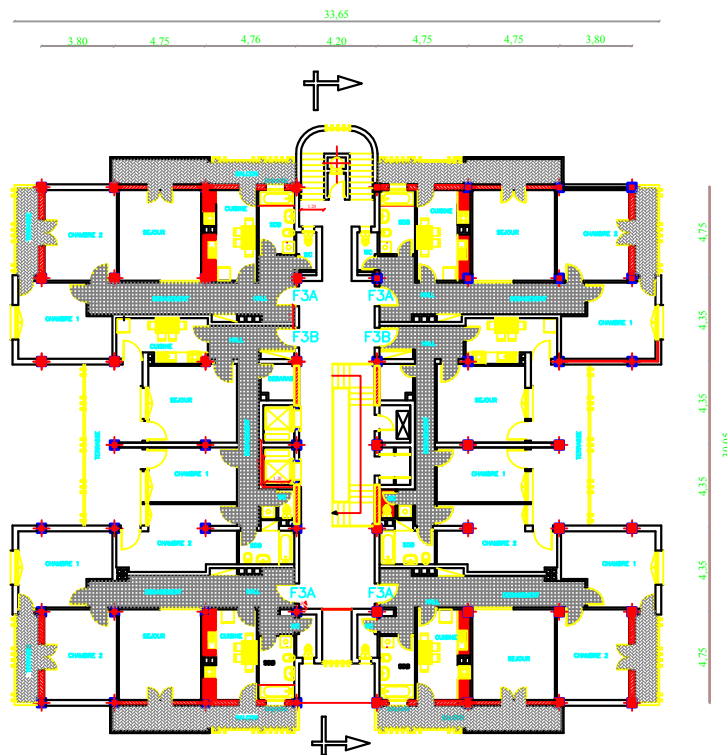


Diagramme des efforts tranchants suivant X-X' (ELU).



PLAN 3.4.5 EME ETAGE

REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION	
DEPARTEMENT GENIE CIVIL	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU	
ETUDIE PAR: HECHICHE DIHIA KHELOUATKELTOUM	TITRE: Plan d'architecture 3eme,4eme,5eme ETAGE
DIRIGE PAR: Mr A.CHEKIRED	Echelle:
Planche N°: 03	
Promotion: 2013-2014	