

Université Mohamed khi der – Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil et d'Hydraulique
Référence :/ 2019

جامعة محمد خير بسكرة
كلية العلوم والتكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية والري
المرجع:2019



MÉMOIRE DE MASTER
SPECIALITE : GENIE CIVIL
OPTION : STRUCTURE

Thème :
Calcul d'un bâtiment R+9 a usage habitation avec un
système de contreventement mixte (voile +portique)

Etudiant :
Agoudjil Djaber

Encadreurs :
meghzi arafi smail

Promotion : Juin 2019

V.1.Introduction :

Nous avons déterminé lors des chapitres précédents les sollicitations revenant aux éléments structuraux (principaux et secondaires) dues aux charges permanentes, d'exploitation et aux forces sismiques, leur combinaison nous a permis d'avoir le cas de sollicitation le plus défavorable pour chacun des éléments.

L'objectif du présent chapitre est de ferrailler les portiques et les voiles de notre structure, et ce en se fiant aux résultats obtenus précédemment ainsi qu'aux règles de calcul et réglementation en vigueur à savoir le CBA 93 et le RPA 2003.

V.2.ferraillage des éléments :**V.2.1.ferraillage des poteaux :**

Les poteaux sont soumis à un moment fléchissant « **M** », un effort normal « **N** » et un effort tranchant « **T** » ; c'est-à-dire sollicités en flexion composée avec compression

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	σ_b (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

Tableau.1. Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier.

Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

❖ **Selon BAEL 91 :**

$$\text{E.L.U : Situation durable : } 1.35 G + 1.5 Q + W \quad (1)$$

$$1.35 G + 1.5 W + Q \quad (2)$$

❖ **Selon les R.P.A 99 :**

Situation accidentelle (article 5.2 page 40)

$$G+Q+E \quad (3)$$

$$0.8G+E \quad (4)$$

$$0.8G-E \quad (5)$$

La combinaison (2) comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Du fait que cette charge (exploitation) est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (de 40% à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des séismes.

Donc ils doivent être ferrailés en flexion composée à l' E.L.U.

c. Recommandations des RPA99/Version 2003 :

❖ **Armatures longitudinales :**

D'après l'article 7.4.2 des RPA99/Version 2003, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage minimal sera de :

0.7 % en zone I

Leur pourcentage maximal sera de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone recouvrement
- Le diamètre minimal est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de : 40Φ en zone I

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone I

V.2.1. calcul le ferraillage :

Soit le poteau du RDC ou EC dimension (50×60) cm²:

$C = 5$ cm ; $S = 50 \times 60$ (cm²) ; acier Fe E400; $f_{c28} = 25$ Mpa.

$F_{bu} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b = 14.20$ Mpa ;

$L = 3.06$ m : hauteur totale du Poteau.

ELU (1,35G + 1,5Q)		0.8G+EY		G+Q+EX		ELS (G + Q)	
N _{MAX} [KN]	M _{Corr} [KN. m]	N _{MIN} [KN. m]	M _{Corr} [KN. m]	M _{MAX} [KN. m]	N _{Corr} [KN]	N _{MAX} [KN]	M _{Corr} [KN. m]
2670.03	13.99	3.88	0.02	110.02	99.06	1962.20	10.25

Tableau.2. combinaisons des charges.

1^{er} cas : ELU : ($N_{\max} = 2670.03 \text{ KN}$; $M_{\text{corr}} = 13.99 \text{ KN.m}$)

Selon l'article (A.4.4 du BAEL91), en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 \quad ; \quad e_1 = e_0 + e_a$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution)

$$e_0 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\text{MAX}}} = \frac{13.99}{2670.03} = \mathbf{0.52 \text{ cm.}}$$

$$e_a = \mathbf{\max(2\text{cm} ; L/250)}.$$

$$L/250 = 306/250 = 1.22 \quad \Rightarrow \quad e_a = 2\text{cm.}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.52 + 2 = 2.52 \text{ cm.}$$

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

Si $l_f/h < \max(15; 20 \times e_1/h)$

h : Hauteur de la section du Poteau

l_f : Longueur de flambement de poteau.

l_0 : La hauteur du Poteau

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m}$$

$$3.57 < \max(15; 0.84) = 15.$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \Phi)$$

Φ : Généralement on prend ($\Phi=2$).

(Le rapport de déformation finale due au fluage, a la déformation instantanée sous la charge considérée)

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} = 3.46 \times \left(\frac{2.14}{0.60} \right) = 12.34$$

$$\lambda \leq 50 \quad \Rightarrow \quad \alpha = \frac{0.85}{1+0.2(\lambda/35)^2} = \frac{0.85}{1+0.2(12.34/35)^2} = 0.83.$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.14^2}{10^4 \times 0.60} (2 + (0.83 \times 2)) = 0.0084 \text{ m} = 0.84 \text{ cm}.$$

$$e = e_1 + e_2 = 2.52 + 0.84 \quad \Rightarrow \quad e = 3.36 \text{ cm} = 0.0336 \text{ m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{MAX}} = 2670.03 \text{ KN}$$

$$M_{\text{Corrigé}} = N_{\text{ult}} \times e = 2670.03 \times 0.0336 = 89.71 \text{ KN.m}$$

N: Est effort de compression et le centre de pression ce trouve a l'intérieur de la section et on doit vérifier la condition suivant pour une section partiellement comprimé :

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \times b \times h \times \sigma_b > B = N_u \times (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$A = (0.337 \times 0.60 - 0.81 \times 0.05) \times 0.50 \times 0.60 \times 14.2 \times 10^3 \\ = 688.84 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = N_u \times (d - h/2) + M_{\text{Corrigé}} = 2670.03 \times (0.55 - 0.60/2) + 89.71 \\ = 757.21 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - c') - M_{\text{ua}} = 2670.03 \times (0.55 - 0.05) - 757.21 \\ = 577.81 \text{ KN.m}$$

$$\text{Alors : } \quad A = 688.84 \text{ KN.m} > B = 577.81 \text{ KN.m}$$

Donc : La section est entièrement Comprimée.

❖ **Détermination des Armatures a la flexion Simple :**

$$\mu = \frac{M_{\text{ua}}}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{757210}{50 \times 55^2 \times 14.2} = 0.353$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu < \mu_l \quad \Rightarrow \quad (\alpha = 0.572 ; \beta = 0.771)$$

$$A_f = \frac{M_{\text{ua}}}{\overline{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{757210}{348 \times 0.771 \times 55} = 51.31 \text{ cm}^2$$

❖ **Détermination des Armatures a la flexion Composée :**

$$A_s = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 51.31 - \frac{2670030}{100 \times 348} = -25.42 \text{ cm}^2$$

$A_{s1} = -25.42 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow$ Puisque A est négative, il faut prévoir des Armatures minimale.

2^{eme} cas 0.8G+EY: (N_{Min.} = 3.88 KN ; M_{corr} = 0.02 KN.m)

$$e_0 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\text{min}}} = \frac{0.02}{3.88} = 0.52 \text{ cm}.$$

$$e_a = \max(2\text{cm} ; L/250).$$

$$L/250 = 306/250 = 1.22 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad e_a = 2\text{cm}.$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.52 + 2 = 2.52\text{cm}$$

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

$$\text{Si } l_f/h < \max(15; 20 \times e_1/h)$$

h : Hauteur de la section du poteau

l_f : Longueur de flambement de poteau.

l_0 : La hauteur du poteau

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m}$$

$$3.57 < \max(15; 0.84) = 15.$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \Phi)$$

Φ : Généralement on prend ($\Phi=2$).

(Le rapport de déformation finale due au fluage, a la déformation instantanée sous la charge considérée)

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} = 3.46 \times \left(\frac{2.14}{0.60}\right) = 12.34$$

$$\lambda \leq 50 \quad \Rightarrow \quad \alpha = \frac{0.85}{1+0.2(\lambda/35)^2} = \frac{0.85}{1+0.2(12.34/35)^2} = 0.83.$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.14^2}{10^4 \times 0.60} (2 + (0.83 \times 2)) = 0.0084 \text{ m} = 0.84 \text{ cm}.$$

$$e = e_1 + e_2 = 2.52 + 0.84 \quad \Rightarrow \quad e = 3.36 \text{ cm} = 0.0336 \text{ m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{\min} = 3.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{Corrigé}} = N_{\text{ult}} \times e = 3.88 \times 0.0336 = 0.13 \text{ KN.m}$$

_ N : Est effort de compression et le centre de pression ce trouve a l'intérieur de la section et on doit vérifier la condition suivant pour une section partiellement comprimé :

$$A = (0.337 h - 0.81c') \times b \times h \times \sigma_b > B = N_u \times (d - c') - M_{ua}$$

$$- A = (0.337 \times 0.60 - 0.81 \times 0.05) \times 0.50 \times 0.60 \times 18.5 \times 10^3$$

$$- = 897.44 \text{ KN.m}$$

$$- B = N_u \times (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = N_u \times (d - h/2) + M_{\text{Corrigé}} = 3.88 \times (0.55 - 0.60/2) + 0.13 \\ = 0.77 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - c') - M_{ua} = 3.88 \times (0.55 - 0.05) - 0.77 = \mathbf{1.17 \text{ KN.m}}$$

Alors : **A = 897.44 KN.m > B = 1.17KN.m**

Donc : La section est entièrement et Comprimée.

❖ **Détermination des Armatures a la flexion Simple :**

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b_o \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{770}{50 \times 55^2 \times 18.5} = 0.0003$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 18.5 \text{ MPa} \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu < \mu_1 \Rightarrow (\alpha = 0.0004 ; \beta = 0.999)$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\overline{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{770}{400 \times 0.999 \times 55} = 0.03 \text{ cm}^2$$

❖ **Détermination des Armatures a la flexion Composée :**

$$A_s = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 0.03 - \frac{3880}{100 \times 400} = -0.07 \text{ cm}^2$$

$A_{s2} = -0.07 \text{ cm}^2 < 0$ Puisque A est négative ,il faut prévoir des Armature minimale.

3^{ème} cas **G+Q+EX**: ($M_{\text{max}} = 110.02 \text{ KN}$; $N_{\text{corr.}} = 99.06 \text{ KN.m}$)

$$e_0 = \frac{M_{\text{MAX}}}{N_{\text{Corr}}} = \frac{110.02}{99.06} = \mathbf{111 \text{ cm.}}$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; L/250).$$

$$L/250 = 306/250 = 1.22 \text{ cm} \Rightarrow e_a = \mathbf{2 \text{ cm.}}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 111 + 2 = 113 \text{ cm}$$

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

Si $l_f/h < \max(15; 20 \times e_1/h)$

h : Hauteur de la section du Poteau

l_f : Longueur de flambement de poteau.

l₀ : La hauteur du Poteau

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m}$$

$$3.57 < \max(15; 0.84) = 15.$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \Phi)$$

Φ : Généralement on prend ($\Phi=2$).

(Le rapport de déformation finale due au fluage, a la déformation instantanée sous la charge considérée)

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} = 3.46 \times \left(\frac{2.14}{0.60} \right) = 12.34$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1+0.2(\lambda/35)^2} = \frac{0.85}{1+0.2(12.34/35)^2} = 0.83.$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.14^2}{10^4 \times 0.60} (2 + (0.83 \times 2)) = 0.0084 \text{ m} = 0.84 \text{ cm}.$$

$$e = e_1 + e_2 = 113 + 0.84 \quad \Rightarrow \quad e = 113.84 \text{ cm} = 1.14 \text{ m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{Corr}} = 99.06 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{Corrigé}} = N_{\text{ult}} \times e = 99.06 \times 1.14 = 112.93 \text{ KN.m}$$

N : Est effort de compression et le centre de pression se trouve a l'intérieur de la section et on doit vérifier la condition suivant pour une section partiellement comprimé :

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \times b \times h \times \sigma_b > B = N_u \times (d - c') - M_{ua}$$

$$- A = (0.337 \times 0.60 - 0.81 \times 0.05) \times 0.50 \times 0.60 \times 18.5 \times 10^3$$

$$- = 897.44 \text{ KN.m}$$

$$- B = N_u \times (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = N_u \times (d - h/2) + M_{\text{Corrigé}} = 99.06 \times (0.55 - 0.60/2) + 112.93$$

$$= 137.70 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - c') - M_{ua} = 99.06 \times (0.55 - 0.05) - 137.70$$

$$= -39.14 \text{ KN.m}$$

$$\text{Alors : } A = 897.44 \text{ KN.m} > B = -39.14 \text{ KN.m}$$

Donc : La section est partiellement et Comprimée.

❖ Détermination des Armatures a la flexion Simple :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b_o \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{137700}{50 \times 55^2 \times 18.5} = 0.049$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 18.5 \text{ MPa} \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu < \mu_1 \Rightarrow (\alpha = 0.063 ; \beta = 0.975)$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\overline{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{137700}{400 \times 0.975 \times 55} = 6.42 \text{ cm}^2$$

❖ Détermination des Armatures a la flexion Composée :

$$A_s = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 6.42 - \frac{99060}{100 \times 400} = 3.94 \text{ cm}^2$$

$$A_{s3} = 3.94 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des sections : RPA (99 ver 2003) :**

Le RPA99/version 2003 exige une section minimale : $A_{s \min} = 0,7\%(b.h)$ (zone D).

$$A_{\min} = 0,7\%(b.h) = 0,007 \times 50 \times 60 = 21.00 \text{ cm}^2.$$

Leur pourcentage maximal :

Zone courante :

$$A_{\max} = 4\%(b \times h) = 0,04 \times 50 \times 60 = 120.00 \text{ cm}^2.$$

Zone de recouvrement :

$$A_{\max} = 6\%(b \times h) = 0,06 \times 50 \times 60 = 180.00 \text{ cm}^2.$$

- **Vérification de la condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2**

$$A_{\min} = 0.23b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 50 \times 55 \times \frac{2.1}{400} = 3.32 \text{ cm}^2$$

On adopte pour une section totale : 12HA16 = 24.13 cm²

DONC : $A = \max (A_{cal} ; A_{\min}^{RPA} ; A_{\min}^{BAEL})$

Section	A _{T1} (cm ²)	A _{T2} (cm ²)	A _{T3} (cm ²)	A _{min} ^{RPA} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	CHOIX	A _{corr} (cm ²)
50x60	(-) 25.42	(-) 0.07	(+) 7.88	21.00	6.64	21.00	12HA16	24.13

Tableau.3. récapitulatif du résultat

Vérification à L'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferraillage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire

de faire une vérification à l'état limite de service.

-Les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (N_{ser}, M_{ser}).

La fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section

de l'acier.

La contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

La contrainte d'acier est limitée par : $\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$$e_o = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{10.25}{1962.20} = 0.0052$$

$$e_o = 0.0052 < \frac{h}{6} = \frac{0.60}{6} = 0.10$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A) = 50 \times 60 + 15 \times (24.13) = 3361.95 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right] = 30.00 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 60 - 30 = 30.00 \text{ cm}$$

$$I_{XX} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1 \times (v_1 - c_1)^2 + A_2 \times (v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{XX} = \frac{50}{3} (30^3 + 30^3) + 15(12.07 \times (30 - 5)^2 + 12.07 \times (30 - 5)^2) = 1126313 \text{ cm}^4$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

$$M_G = 10.25 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{1962200}{100 \times 3361.95} = 5.83 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{XX}} = \frac{10250}{1126313} = 0.0091$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 5.83 + (0.0091 \times 30) = 6.10 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 6.10 \text{ Mpa} < 15$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[6.10 + 0.0091(30 - 5)] = 94.91 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[6.10 - 0.0091(55 - 30)] = 88.09 \text{ Mpa}$$

➤ **Armatures transversales :**

- **Vérification du poteau à l'effort tranchant :**

On prend l'effort tranchant max et on généralise les sections d'armatures pour tous les poteaux. La

$$V_{max} = 109.34 \text{ KN.}$$

• **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{109340}{500 \times 550} = 0.40 \text{ Mpa}$$

τ_u : contrainte de cisaillement

V_u : effort tranchant de la section étudiée

b_0 : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible τ_u égale a:

• **Selon le CBA93 :**

$\tau_u < (0.15 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ MPa})$ Pour une fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable

$\tau_u < \bar{\tau} = \min (0.2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa})$ Pour une fissuration peu nuisible.

$$\bar{\tau} = 0.2 \times 25 / 1.5 = 3.33 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$ condition vérifié

• **Selon l'article 7.4.3.2 des RPA 99/Version 2003 :**

$$\tau_u < \tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$- \rho_d = 0.075 \text{ si } \lambda_g > 5$$

$$- \rho_d = 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5$$

Ou ρ_d est égal à 0.075 si l'élanement géométrique, dans la direction considéré, est supérieur ou égal à 5, et a 0.04 dans le cas contraire.

$$\tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPA}$$

$\tau_u < \tau_{bu}$ condition vérifiée.

➤ **Armatures transversales :**

Selon le RPA99/version 2003 **art 7.4.2.2** les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h.f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul

h : Dimension du poteau

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier transversale

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, $\rho_a = 2.50$ si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3.75$ si l'élançement géométrique $\lambda_g < 5$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

Dans notre cas .

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right) = \left(\frac{2.14}{0.50} ; \frac{2.14}{0.60} \right) = (4.28 ; 3.57)$$

On prend $\rho_a = 3.75$

Condition d'espacement :

D'après l'article 7.4.2.2 des RPA99/ Version 2003 l'espacement des armatures transversales est fixé comme suit :

Dans la zone nodale :

$S_t \leq \min (10\phi_l ; 15\text{cm})$ en zones IIa

$S_t \leq \min (16 \text{ cm} ; 15\text{cm}) = 10 \text{ cm}$

Dans la zone courante :

$S_t' \leq 15 \phi_l$ en zones II

$S_t' \leq 24 \phi_l$ = en prend $S_t' = 15 \text{ cm}$

Avec :

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte alors un espacement de 10 cm en zone nodale et de 15 cm en zone courante :

Détermination de A_t :

$$A_t = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_e} S_t = \frac{3.75 \times 109340}{60 \times 400 \times 100} \times 15 = 2.56 \text{ cm}^2$$

Soit 2 cadres en **HA10** Pour (**4HA10 = 3.14 cm²**).

Vérification des cadres des armatures minimales :

d'après :

> RPA99 version 2003 (7.4.2.2):

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% & \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% & \Rightarrow \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

Dans la zone nodale t=10 cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.5\% \Rightarrow A_t = 0.005 \times 10 \times 50 = 2.50 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

Dans la zone courant : t = 15 cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.5\% \Rightarrow A_t = 0.005 \times 15 \times 50 = 3.75 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

Les résultats de ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Section	A_{min}^{RPA} (cm ²)	Barres long	$A_{choisie}$ (cm ²)	A_t choisie (cm ²)	S_t (cm) (nodale)	S_t (cm) (courante)
50x60	21.00	12HA16	24.13	3.14	10	15

Tableau.4. Résultat ferraillage de poteaux

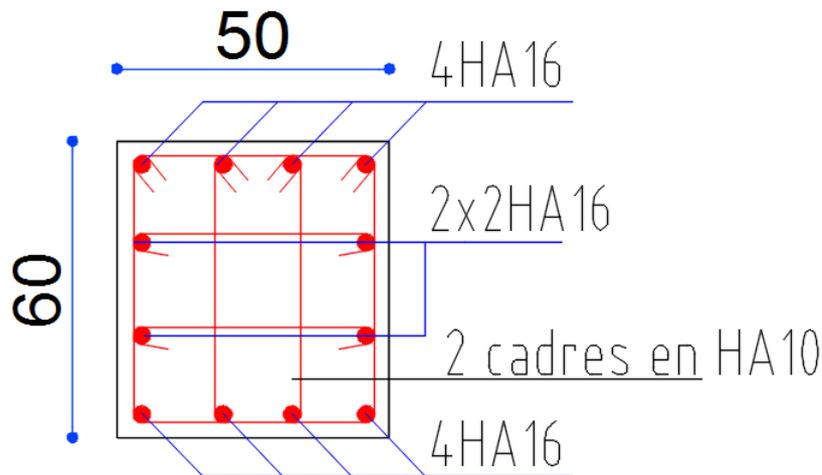


Fig 1.schema ferraillage poteaux .

1. Introduction

Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ainsi qu'aux actions sismiques.

Leurs ferrailages doivent être réalisés de façon à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

La réglementation en vigueur **BAEL 91** et **RPA 99 version 2003** nous dictent un certain nombre de combinaisons avec lesquelles nous allons travailler.

2. Les combinaisons d'actions

- **Règlement BAEL 91**

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes **G** et les charges d'exploitation **Q**

$$1,35 G + 1,5 Q \text{ à l'E.L.U}$$

$$G + Q \text{ à l'E.L.S}$$

- **-Règlement RPA 99**

Ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques **E**.

$$G + Q + E \quad (1)$$

$$0,8 G \pm E \quad (2)$$

-Pour les portiques

-Les poteaux

À l'ELU : $1,35 G + 1,5 Q$ (BAEL 91)

À l'ELS : $G + Q$

$$G + Q + E \text{(RPA99)}$$

$$0,8 G \pm E$$

Sachant que :

- La combinaison $(G + Q + E)$ donne un effort normal maximal et un moment correspondant $(N_{\max}, M_{\text{corr}})$.
- La combinaison $(0.8G + E)$ donne un effort normal minimum et un moment correspondant $(N_{\min}, M_{\text{corr}})$.

-Les poutres

À l'ELU $1,35 G + 1,5 Q \dots\dots\dots$ (BAEL 91)

À l'ELS $G + Q$

$G + Q + E \dots\dots\dots$ (RPA 99)

$0,8 G \pm E$

- La combinaison ($G + Q \pm E$) donnera le moment négatif maximal en valeurabsolu sur les appuis et donne le ferrailage supérieur au niveau des appuis .
- La combinaison ($0.8G \pm E$) donnera le moment négatif ou positif minimum en valeurabsolu sur les appuis et donne le ferrailage inférieur au niveau des appuis dans le cas ou le moment est positif .

-Pour les voiles

$G + Q + E \dots\dots\dots$ (RPA 99)

$0.8G \pm E$

3. Ferrailage des elements porteurs

Le ferrailage des éléments résistants doit respecter les règlements en vigueur en l'occurrence le **RPA99 version 2003** et le **BAEL 91**.

Ferrailage des poutres

Les poutres sollicitées sont soumises à des moments de flexion, et des efforts tranchants, pour la simplification on ne tiendra pas compte des efforts normaux, les poutres seront alors étudiées en flexion simple.

D'après les annexes des combinaisons d'actions, on prendra les moments max en travées et aux appuis. On calculera la section d'armatures à l'ELU puis on effectuera la vérification nécessaire à l'E.L.S.

La section des armatures calculée doit satisfaire les conditions suivantes.

➤ **BAEL91**

❖ Condition de non fragilité : $A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c}$ (A.4.2)

❖ Le pourcentage minimal d'armature : $A_{min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b$ (B.6.4)

- vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b \cdot d}$$

On doit vérifier que $\tau_u^{\max} \leq \bar{\tau}$ avec :

- ❖ $\bar{\tau} = \min (0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa)$ fissuration peu préjudiciable.
- ❖ $\bar{\tau} = \min (0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa)$ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

- Détermination de l'armature transversale

Ces armatures doivent faire avec l'axe un angle $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

Espacement $S_t \leq \min (0.9d, 40cm)$.

Section minimale A_t des cours transversaux (BAEL A5.1.2.2)

$$\frac{A_t \cdot f_t}{b_0 S_t} \geq 0.4MPa \text{ Soit pratiquement } S_t \leq \frac{A_t \cdot f_t}{0.4 \cdot b_0}$$

Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme d'une poutre $\phi_t \leq \min (h/35, b_0/10)$ d'après Le (BAEL A7.2.2.)

h : hauteur totale de la poutre.

b_0 : largeur de l'âme.

La justification vis-à-vis de l'E.L.U des armatures d'âmes s'exprime par la relation:

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{ij} \cdot k)}{0.9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Dans le cas courant de la flexion simple sans reprise de bétonnage et avec des armatures

droites : $K=1, \alpha = \frac{\pi}{2}$ alors :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{ij})}{0.9 f_e}$$

- Condition de non fragilité

$$\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{0.23 f_{tj}}{f_e}$$

- Vérification de la flèche : (BAEL 91 art B.6.5)

On peut admettre de ne pas justifier l'E.L.U de déformation des poutres par un calcul de flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\diamond \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \cdot d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\diamond \frac{1}{L} \geq \frac{1}{16}$$

Avec

- ❖ M_t : moment MAX en travée.
- ❖ M_0 : moment isostatique minimal.
- ❖ B_0 : largeur de la poutre.
- ❖ d : hauteur utile.
- ❖ A : Section d'armature

- Recommandation RPA99/version2003**-Les armatures longitudinales :(RPA99/2003 7.5.2.1)**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone nodale.

Les cadres des nœuds sont constitués de 2U superposées formant un carré ou un rectangle. La présence de ces cadres permettent un bon comportement du nœud lors du séisme (évitent l'éclatement du nœud)

-Armatures transversales : (RPA99/2003 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S \cdot b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale si les armatures comprimées sont nécessaires minimum de $(h/4, 12\phi)$

- En dehors de la zone nodale: $s \leq h/2$

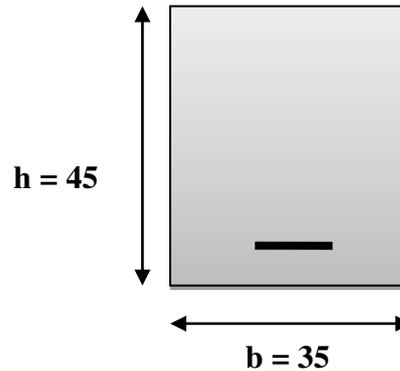
- exemple de calcul

a. Poutre principale 35x45

-calcul d'enrobage :

$$C \geq 1 + \frac{\phi}{2} ; \phi = \frac{h}{10} = \frac{45}{10} = 4.5cm$$

$$C \geq 1 + \frac{4.5}{2} = 3.25 \Rightarrow C = 3.5cm$$

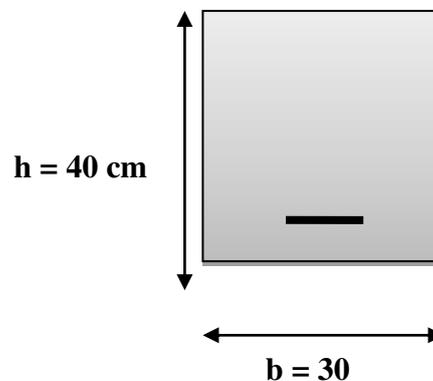


b. La Poutre secondaire (30x40)

-calcul d'enrobage :

$$C \geq 1 + \frac{\phi}{2} ; \phi = \frac{h}{10} = \frac{40}{10} = 4cm$$

$$C \geq 1 + \frac{4}{2} = 3 \Rightarrow C = 3cm$$



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

$$\mu < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

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

-E .L.S

- La fissuration est peut nuisible → Il n’y a aucune vérification concernent σ_s .
- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n’est pas nécessaire si l’inégalité suivante est.

Vérifiée

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

- Vérification nécessaire pour les poutres

- La condition de non fragilité

$$A_{min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} > 0,23 \times 35 \times 41,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,75 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Poutre principale}$$

$$A_{min} > 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Poutre secondaire}$$

- Pourcentage minimal d’armature

$$A_{min}^{BAEL} = 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 35 \times 45 = 1,58 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Poutre principale}$$

$$A_{min}^{BAEL} = 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 30 \times 40 = 1,20 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Poutre secondaire}$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section : $A_{min} \geq 0.5\% \cdot b \cdot h$.

$$A_{min}^{RPa} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 35 \times 45 = 7,88 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Poutre principale}$$

$$A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 30 \times 40 = 6.0 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Poutre secondaire}$$

$$A_{\max}^{RPA} = \begin{cases} 4\%b.h & \text{en zone courante} \\ 6\%b.h & \text{en zone de recouvrement} \end{cases}$$

$$A = \max (A_{cal} , A_{BAEL} , A_{\min}^{BAEL} , A_{\min}^{RPa})$$

-En Travée

E.L.U : Combinaison (1.35G + 1.5Q)

	M (N.m)	μ	$\mu\epsilon$	α	β	A _{cal} (cm ²)
Poutre principale	62970	0.074	0.392	0.0962	0.962	4.53
Poutre secondaire	78470	0.135	0.392	0.182	0.927	6.57

Tab.5. combinaison (1.35G + 1.5Q)

E.L.A : Combinaison (0.8G + E)

	M (N.m)	μ	$\mu\epsilon$	α	β	A _{cal} (cm ²)
Poutre principale	85680	0.077	0.392	0.100	0.960	5.38
Poutre secondaire	98450	0.130	0.392	0.175	0.930	7.15

Tab.6. Combinaison (0.8G + E)

E.L.S

	M _U (N.m)	M _{ser} (N.m)	α	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
Poutre principale	62970	45760	0.0962	1.37	0.438	vérifiée
Poutre secondaire	78470	57210	0.182	1.37	0.436	vérifiée

Tab.7.verification de la contrainte

Tableau Récapitulatif

	A _{cal} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A _{min} ^{RPa} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} cm ²	A _{max}	A _{adopt} (cm ²)
Poutre principale	5.38	1.75	3.00	0.79	5.38	6T12= 6.79
Poutre secondaire	7.15	1.34	3.00	0.60	7.15	3T12+3T14= 8.01

Tab.8. Tableau Récapitulatif

-En Appui

E.L.U : Combinaison (1.35G + 1.5Q)

	M (N.m)	μ	μ_t	α	β	A _{cal} (cm ²)
Poutre principale	132700	0.155	0.392	0.211	0.916	10.03
Poutre secondaire	74760	0.128	0.392	0.172	0.931	6.24

E.L.A : Combinaison (G+Q+E)

	M (N.m)	μ	μ_t	α	β	A _{cal} (cm ²)
Poutre principale	122390	0.110	0.392	0.146	0.942	7.83
Poutre secondaire	104270	0.137	0.392	0.185	0.926	7.61

E.L.S

	M _U (N.m)	M _{ser}	α	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
Poutre principale	132700	96690	0.211	1.37	0.435	vérifiée
Poutre secondaire	78470	54490	0.172	1.44	0.47	vérifiée

Tableau Récapitulatif

	A _{cal} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A _{min} ^{RPd} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} cm ²	A _{max}	A _{adopt} (cm ²)
Poutre principale	10.03	1.75	3.00	0.79	10.03	3T14+3T16= 10.65
Poutre secondaire	7.61	1.34	3.00	0.60	7.61	3T12+3T14= 8.01

Vérification de la flèche : BAEL91 (art. B.6.5.1)

-Les Poutres Principales

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.085 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots cv$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0047 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots cv$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.085 \geq 0.0321 \dots cv$$

-Les Poutres Secondaires

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.075 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots cv$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.79}{30 \times 27} = 0.0072 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots cv$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.075 \geq 0.051 = 0.085 \dots cv$$

-Vérification De La Contrainte De Cisaillement : BAEL 91 (art. A.5.1.1)

-Les poutres Principales

$$T_u^{\max} = 195.84 \text{ KN}$$

$$\tau_{u\max} = \frac{195840}{350 \times 415} = 1.35 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa (fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\tau_{u\max} = 1.35 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots (C, V)$$

-Les Poutres Secondaires

$$T_u^{\max} = 150.04 \text{ KN.}$$

$$\tau_{u\max} = \frac{150040}{300 \times 370} = 1.35 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa (fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\tau_{u\max} = 1.35 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots (C, V)$$

Les Armatures Transversales

➤ **Les Poutres Principales**

- En zone nodale :RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq \min (h/4; 12\phi_t; 30\text{cm}) = 10 \text{ cm.}$$

S_t:l'espacement des cours d'armatures transversales.

- En zone courante:RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq h/2 \rightarrow S_t \leq 22.5 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

h:la hauteur de la poutre.

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

$S_t \leq \min (37.35 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) \rightarrow$ la condition est vérifiée

- Section minimale des armatures transversales:BAEL91 (A.5.1.23)

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e}$$

$$= 0.89 \text{ cm}^2$$

-Condition exigée par le RPA2003

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b.$$

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 35 = 1.58 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 1.58 \text{ cm}^2 = 4 \Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

➤ **Les Poutres Secondaires**

- En zone nodale :RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq \min (h/4; 12\phi_t; 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}.$$

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales.

- En zone courante: RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq h/2 = 20 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

h:la hauteur de la poutre.

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

$S_t \leq \min (33.3 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) \rightarrow$ la condition est vérifiée

- Section minimale des armatures transversales: BAEL91 (A.5.1.23)

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e}$$

$$= 0.77 \text{ cm}^2$$

-Condition exigée par le RPA2003

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 1.35 \text{ cm}^2 = 4 \Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

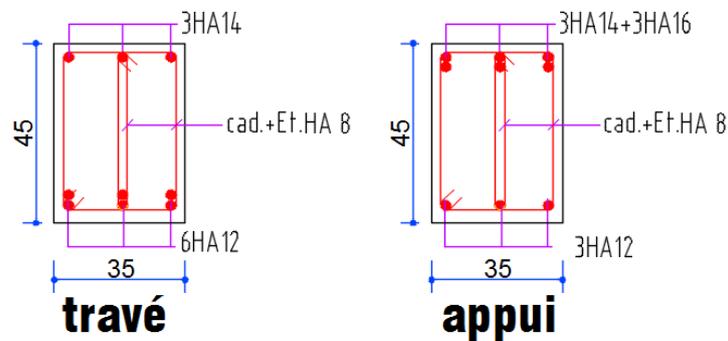
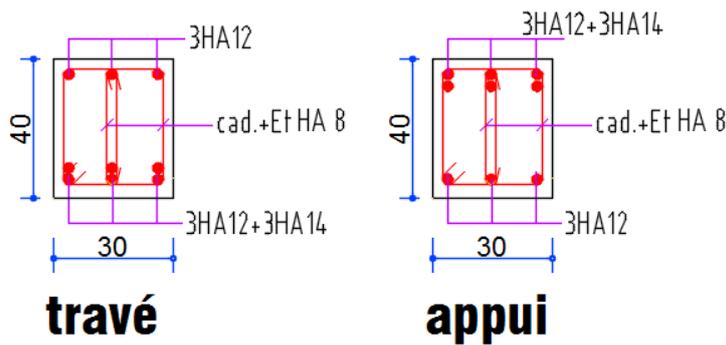


Fig 2. Ferailage Poutre principale



c

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un Rez de chaussée plus (09) étages, implanté à la wilaya de Biskra. Cette région est classée en zone sismique I selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99/V2003 et CBA93), cette étude se compose de :

La description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure, la descente des charges et le calcul des éléments principaux et secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, et plancher).

En fin on va faire une étude dynamique de la structure avec le logiciel robot, afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique), et on terminera le travail avec une conclusion générale.

Documents :

- Règles BAEL 91 modifiées 99.
- Règles BAEL 83 cours et exercices.
- Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003).
- DTR B.C.2.2 : charges permanentes et charges d'exploitations
- RNV99 : Règlement Neige et Vent 99
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93).

Cours :

- Cours de béton armé, 3^{ème} année Génie Civil.
- Cours de premier master STRUCTURE.
- Cours de deuxième master STRUCTURE.
- P.CHARON « Calcul des ouvrages en béton armé suivants les règles B.A.E.L 83 ».

Logiciels :

- Auto CAD 2019..... Dessin.
- ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2018.....Analyse des structures.
- Microsoft Office Word 2013.....Traitement du texte.
- Microsoft Office Excel 2013.....Calcul.

SOMMAIR

Table des matieres

Chapiter I

I.1.Introduction.....	1
I.2.Les caractéristiques géométrique de l'ouvrage.....	1
I.3. données de base.....	1
I.4. Caractéristiques des matériaux.....	3

Chapiter II

II-Pré-dimensionnement	9
II.1.1. Introduction.....	9
II.1.2.Les poteaux:.....	9
II.1.3. Les planchers.....	10
II.1.4.Les caractéristiques géométriques des poutrelles.....	11
4.1.les poutres principales	11
4.2.les poutres secondaires.....	12
4.3. Les voiles:.....	13
II.1.5. L'acrotère	13
II.1.6.Les escalire	14
II- Charges permanentes et surcharges.....	17
III- La descente des charges.....	23

Capiter III

III.1.Introduction	28
III.2. L'acrotère.....	28
III.3.Balcon.....	34
III.4.Escalier.....	38
III.5.Palier.....	42
III.6.Plancher.....	48

Chapiter IV

IV.Etude de sismique.....	56
IV.1.Introduction.....	56
IV.2.Modélisation de la structure	56
IV.3. la méthode de calcul.....	56
IV.4. Périodes et coefficients de participation modaux.....	62

VI.5. Conception et analyse de la nouvelle variante.....	64
IV.6. Périodes et coefficients de participation modaux.....	65
IV.7.Vérification de la résultante des forces sismiques par rapport à la méthode..	67

Capiter V

V.1.Introduction.....	83
V.2.ferraillage des éléments.....	83
V.2.1.ferraillage des poteaux.....	83
V.2.2ferraillage des elements porteurs.....	96
V.2.3.Ferraillage des voiles.....	106

Capiter VI

VI.Eetude des fondations.....	114
VI.1.Introduction.....	114
VI.2.Présentation de rapport de sol.....	114
VI.3.Calcul des fondations.....	114
VI.4.Radier général.....	116
VI.5.Ferraillage du radier :	119
VI.6.Etude du débord du radier.....	122
VI.7.Etude de la nervure.....	123
VI.8.Longrine.....	132
VI.9.Ferraillage de Longrine.....	134
VI.10.La dalle flottante.....	134

Liste des figures

Chapitr I	Pages
Fig.1. : Diagramme parabole rectangle	5
Fig.2.: Diagramme de contrainte limite du béton en compression.....	6
<i>Fig.3.Diagramme Déformation Contrainte .7</i>	
 <i>Chapite II</i>	
Fig.1 : Coffrage des poteaux	9
Fig.2 : la section du poteau adoptée.....	10
Fig.3: Schéma des poutrelles.....	11
Fig.4.: la section de la poutre principale adoptée.....	12
Fig.5.: la section de la poutre secondaire adoptée.....	12
Fig. 6. : coupe en élévation du voile.....	13
Fig.7. : dimensions de l'acrotère.....	14
Fig.8. : escalier a deux volées.....	14
Fig. 9. dimensions de l'escalier.....	15
Fig.10.Schéma statique de l'acrotère.....	18
Figure .11.: Charge permanente de la paillasse	18
Fig .12.: Charge permanente du palier de repos.....	19
Fig.13. : les charges d'étage courant.....	20
Fig.14. :dimensions du mur extérieurs (doubles parois en briques creu.....	21
Fig.15. : Dimensions du poteau intermédiaire.....	23
 <i>ChapiterIII</i>	
Fig.1.Schéma statique de l'acrotère.....	28
Fig.2.schéma statique de M, N, T.....	29
Fig3.: schéma de ferrailage de l'acrotère	33
Fig.4.Moments a L'ELU.....	34
Fig.5.Moments a L'ELS	34
Fig.6.Efforts tranchants à L'ELU.....	35
Fig7. Schema ferailage balcon	37
Fig8.Moments a L'ELU.....	38
Fig.9.Moments a L'ELS.....	38
Fig.10.Efforts tranchants à L'ELU.....	38
Fig.11.Flèche maximal de palier	41

Fig.12.Flèche maximal de paillasse.....	41
Fig13.Moments a L'ELU	42
Fig14.Moments a L'ELS	
Fig15.Efforts tranchants à L'ELU.....	43
Fig16.schema ferailage d'escalier.....	46
Fig17. schema ferailage la poutre palier	47
Fig18. Corps Creux.....	48
Fig19.Moments en ELU.....	50
Fig20.Moments en ELS.....	50
Fig21.L'efforts Tranchants en ELU.....	51
Fig22.schema ferailage de planche.....	55
Chapiter IV	
Fig1.Spectre de calcul.....	58
Fig2.vue en plan de la structure.....	60
Fig3. Vue 3D	61
Fig.4 Premier mode de vibration : vue en plan (T1=0.86 sec).....	62
Fig5. Deuxième mode de vibration : vue en plan (T2=0.85 sec).....	63
Fig.6.Troisième mode de vibration : vue en plan (T3=0,71 sec).....	63
Fig.7. Vue en plan et en élévation de la proposition.....	64
Fig8. Premier mode de vibration. Vue en plan.....	65
Fig9.Deuxième mode de vibration. Vue en plan.....	66
Fig10.Troisième mode de vibration. Vue en plan.....	66
Fig11.Distribution de l'effort sismique et l'effort tranchant en élévation.....	79
Fig12.Distribution de l'effort sismique et l'effort tranchant en élévation.....	80
Chapiter V	
Fig 1.schema ferailage poteaux	94
Fig 2. Ferailage Poutre principale	105
Fig3. Ferailage . pouter secondaire	105
Figure.4 Les sollicitations engendrées dans les voiles.....	106
Fig .5.ferailage voile	113

Chapter VI

Fig.1.sollicitation des nerverai sens X-X (ELU).	124
Fig.2.sollicitation des nerverai sens X-X (ELS).....	125
Fig.3.sollicitation des nerverai sens Y-Y (ELU).....	126
Fig.4.sollicitation des nerverai sens Y-Y (ELS).....	127
Fig.5.ferraillage globale de radier.....	130
Fig.6.Ferraillage Nervure sur appuis de sens (x-x) et sens (y-y).....	130
Fig.7.Ferraillage Nervure sur travers de sens (x-x) et sens (y-y).....	133
Fig.8.ferraillage de longrine.....	134.
Fig9. schema de ladalle flotant	135

Liste de tableaux

Chapiter II

Tab.1. : charge permanente de la paillasse.....	18
Tab.2 : charge permanente du palier.....	19
Tab.3 : charge permanente de la terrasse inaccessible.....	20
Tab.4 : charge permanente d'étage courant.....	20
Tab.II.5 : surcharge de RDC et étage courant.....	21
Tab.6 : charge permanente du mur.....	22
Tab.7 : charges permanentes et surcharges.....	22
Tab.8.Descente des charges sur les poteaux:.....	24

Chapiter III

Tab .1. récapitulatif du résultat de ferrailage obtenu pour L'acrotère.....	31
Tab.2. Resultat	
Tab.3.verification de la contrainte.....	36
Tab.4.armatures ligitudinales.....	36
Tab.5.armatures de repartition.....	36
Tab.6. Resultat.....	
Tab.7.verification de la contrainte.....	39
Tab.8.Armatures de logitudinales.....	40
Tab.9.Armatures de repartition.....	40
Tab.10. verification de la contrainte.....	44
Tab.11. verification de la contrainte.....	52
Tab12.récapitulatif	53

.

Chapiter IV

Tab.1 Périodes et facteurs de participation modaux (modélisation initial).....	62
Tab.2.Périodes et facteurs de participation modaux (1ér proposition).....	65
Tab.3..Efforts tranchants à chaque niveau.....	67
Tab.4. de coefficient d'accélération.....	68
Tab.5. valeur de ξ	69
Tableau.6.valeur de T1 et T2.....	71
Tab.7. Valeur de P_q	71
Tab.8. Résultat de coefficient.....	71
Tab.9. Centre de gravité des masses et centres de rigidité.....	72
Tab.10.L'effort tranchant modal à la base sens X.....	73
Tab.11. L'efforts tranchants modal à la base sens Y.....	74
Tab.11. Les sollicitations verticales totales sur les poteaux et voiles.....	75
Tab.12. Déplacements relatifs inter étage pour la direction (x-x).....	76
Tab.13. Déplacements relatifs inter étage pour la directions (y-y).....	76
Tab.14. Déplacements relatifs inter étage pour les deux directions principales.....	77
Tabl.15. Vérification de l'effet P- Δ pour le sens longitudinal.....	78
Tab.16. Vérification de l'effet P- Δ pour le sens transversal.....	78
Tab.17. Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens.....	81
Tab.18. Moment de renversement provoqué par les charges horizontales.....	81

Chapiter V

Tab.1. Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier.....	83.
Tab.2. combinaisons des charges.....	84
Tab.3. récapitulatif du résultat.....	90
Tab.4. Résultat ferrailage de poteaux.....	94
Tab.5. combinaison (1.35G + 1.5Q).....	101
Tab.6. Combinaison (0.8G + E).....	101
Tab.7.verification de la contrainte.....	101
Tab.8. Tableau Récapitulatif.....	101

Chapiter VI

Tab.1. moments en travée et les moments sur appuis.....119
Tab.2. Calcul des moments.....120
Tab.3. Calcul des armatures.....123
Tab.4. ferailage de nervure127
Tab. 5 effort tranchant127

Ferraillage des voiles :**Introduction :**

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vent) ainsi que les forces dues aux charges

Verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la Charge sismique.

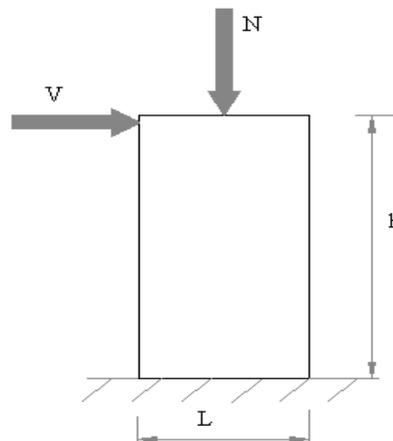


Fig.4 Les sollicitations engendrées dans les voiles

Les combinaisons d'action (RPA 99) :

- ✓ $G + Q + E$
- ✓ $0.8G \pm E$

Voiles pleins :

Le ferraillage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux
- Des aciers horizontaux

1) Aciers verticaux :

La disposition du ferraillage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003.

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les Armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres Horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales Doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie Supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

Ferraillage verticale :

a) Type de section à aborder :

- ✓ *Section Entièrement Tendue (S.E.T)*
- ✓ *Section Entièrement Comprimée (S.E.C)*
- ✓ *Section Partiellement Comprimée (S.P.C)*

b) Type de section à aborder :

Détermination de la nature de la section :

- calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaire c'est $h/6$).
- calcul l'excentricité « e » qui égale au rapport de moment a l'effort normal ($e = M/N$) ; partir de la section du béton peut être soit :

- ✓ *(S.E.T)*
- ✓ *(S.E.C)*
- ✓ *(S.P.C)*

2) Aciers horizontaux :

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
- Elles doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10 \varnothing$.

- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c) Règles communes :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- $S \leq 1.5e$ e : Epaisseur du voile.
- $S \leq 30 \text{ cm}$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about)

ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\emptyset$ pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
- $20\emptyset$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min \left(\frac{he}{2} ; \frac{2L'}{3} \right)$$

Où L' : la longueur de la zone comprimée.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes.

Pour le ferraillage on a partagé l'ouvrage en deux zones.

a) Ferraillage vertical :

Nous proposons le calcul détaillé du voile V1 ($L = 2.30 \text{ m}$) du RDC :

Détermination des sollicitations : (G + Q + E)

	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]
MAX	61,93	492,38	381,70
Panneau	751	751	751
Coupe	46-1	46-1957	46~1957-1~196
Cas	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)

$M_{max} = 492.38 \text{ KN.m}$

$N_{cor} = 61.93 \text{ KN}$

$I = (0.20 \times 2.30^3) / 12 = 0.20 \text{ m}^4$

$V = h/2 = 1.15 \text{ m. } v = 0.46 \text{ m}^2$

$$\sigma_1 = \frac{N}{v} + \frac{M.V}{I} = \frac{0.06193}{0.46} + \frac{0.49238 \times 1.15}{0.20}$$

$\sigma_1 = 2.97 \text{ Mpa.}$

$$\sigma_2 = \frac{N}{v} - \frac{M.V}{I} = \frac{0.06193}{0.46} - \frac{0.49238 \times 1.15}{0.20}$$

$\sigma_2 = -2.70 \text{ Mpa.}$

$$L_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 1.10 \text{ m}$$

En à une Section Partiellement Comprimée (S.P.C)

Calcul de Lc:

$L_c = L - L_t = 2.30 - 1.10 = 1.20 \text{ m}$

Détermination de l'excentricité e :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{492.38}{61.93} = 7.95 \text{ m}$$

$A = (0.337 h - 0.81 c') \times b \times h \times \overline{\sigma_b}$

$A = (0.337 \times 230 - 0.81 \times 5) 20 \times 230 \times 18.5$

$A = 6251.45 \text{ KN.m}$

$B = N (d - c') - M_{ua}$

$M_{ua} = M + N \times (d - h/2) = 492.38 + 61.93 (2.25 - 1.15) = 560.50 \text{ KN.m}$

$B = 61.93 (2.25 - 0.05) - 560.50 = -424.25 \text{ m}$

$B < A \Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée.

-Vérification de flambement

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; \frac{20e}{h}\right)$$

$$\frac{20 \times e}{h} = \frac{20 \times 7.95}{2.30} = 69.13$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.5 \times 3.06}{2.30} = 0.67 \rightarrow \frac{l_f}{h} = 0.67 < 69.13 \dots \dots \dots (c.v)$$

- Calcul de ferrailage

- Calcul des armatures à la flexion simple

$$M_A = M + N\left(d - \frac{h}{2}\right) = 560.50 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = 18,5 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa } (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{560.50 \times 10^3}{18.5 \times 20 \times 225^2} = 0.030 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 0.038$$

$$\beta = 0.985$$

$$\text{Donc } A'_f = 0$$

$$A_f = \frac{M_A}{\sigma \cdot \beta \cdot d} = \frac{560.50 \times 10^3}{400 \times 0.985 \times 225} = 6.32 \text{ cm}^2$$

- Calcul des armatures à la flexion composée

$$A_{cal} = A_f - \frac{N}{100\sigma_s} = 6.32 - \frac{61.93 \times 10^3}{100 \times 400} = 4.77 \text{ cm}^2$$

L'armature verticale minimale

-d'après (RPA99.version 2003)

$$A_{\min}^{RPA} = 0.002 \times L_t \times a = 0.002 \times 110 \times 20 = 4.40 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit

- globalement dans la section du voile : 0,15 %

$$A_{\min}^s = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 230 = 6.90 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

$$* \text{ Dans la zone tendue : } A = \max(A_{cal}, A_{\min}^{RPA})$$

Alors on prend $A = 4.77 \text{ cm}^2$

En zone courante

$$h' = h - 2l_t > 0 = 2.30 - (2 \times 1.10) = 0.10 \text{ m.}$$

$$A_{\min 2} = 0.001.b.h' = 0.001 \times 20 \times (10) = 0.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 2 A_{\text{tendu}} + A_c > A_{\min}^g$$

$$A_{\text{tot}} = (2 \times 4.77) + 0.20 = 9.74 \text{ cm}^2 > A_{\min}^g = 6.90 \text{ cm}^2$$

On choisit dans toute la section du voile 30HA10 pour $A = 23.56 \text{ cm}^2$.

➤ **L'espaceur**

d'après (RPA99 version 2003)

$$S < \min(1.5a ; 30 \text{ cm}) = \min(1.5 \times 20 ; 30 \text{ cm})$$

On prendre : $S = 20 \text{ cm}$

Dans la zone h/10 :

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min \left\{ \frac{1.5a}{2} ; \frac{30}{2} \text{ cm} \right\} \Rightarrow D = 10 \text{ cm}$$

On prendre : $D = 10 \text{ cm}$

Les espacements suivant le **(BAEL)** sont négligés par rapport ceux donnés par le **RPA99**

➤ **Choix d'armature**

$$A_{\text{nap1}} = A_{\text{nap2}} = \frac{A_{\text{adop}}}{2} = \frac{23.56}{2} = 11.78 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Soit : } A_{\text{nap1}} = A_{\text{nap2}} = 15\text{HA}10 = 11.78 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement**

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{\text{cal}}}{a.d} = \frac{1.4 \times 381.70 \times 10^3}{200 \times 2250} = 1.19 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

a : épaisseur du voile ($a = 20 \text{ cm}$)

h : longueur totale de la section tout ($h = 230 \text{ cm}$)

➤ **Armatures horizontales**

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

Globalement dans la section du voile : (RPA99 version 2003) 7.7.4.3

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times a \times 1m = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3cm^2$$

En zone courante

$$A_{\min}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 20 \times 100 = 2cm^2$$

Donc on prend : $A_{hor} = 8T8 = 4.02cm^2 / ml$

- **Les Armatures Transversales** :(armatures perpendiculaires aux faces du mur)

-D'après les **RPA99**, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

➤ **Vérification de contrainte de compression : « à la base du refend »**

-Il faut que $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18,5MPa$

-La vérification s'effectuera en considération les combinaisons :

$$N = N_g + N_q + N_E$$

$$M = M_g + M_q + M_E$$

-Cette combinaison donne le cas le plus défavorable ou l'effort normal « N » est très important.

-Le calcul de « σ_c » contrainte de compression se fait conformément à la formule de

- Navier Bernoulli

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a.h} + \frac{6.M}{a.h^2}$$

- La vérification se fait pour la combinaison suivant : G+Q+EY

	NRx [kN]	MRz [kNm]
MAX	100,88	470,49
Panneau	753	753
Coupe	51-6	9811-51
Cas	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)

$$N = 100.88 \text{ KN}$$

$$M = 470.49 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{100.88 \times 10^3}{200 \times 2300} + \frac{6 \times 470.49 \times 10^6}{200 \times (2300)^2} = 2.89 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18.5 \text{ MPa} \dots \text{vérifié}$$

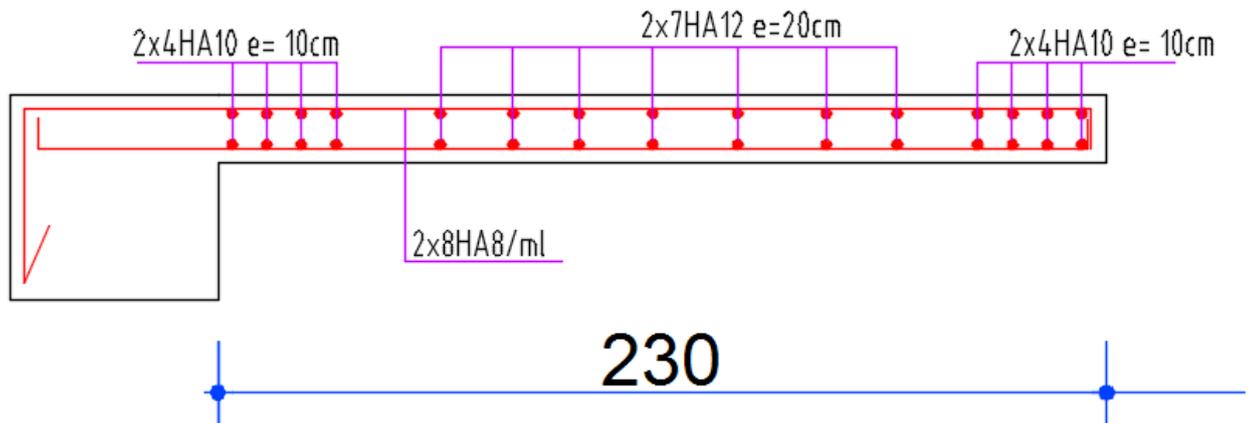


Fig .5.ferraillage voil

IV. Etude de sismique**IV.1. Introduction :**

Le risque des tremblements de terre a longtemps été jugé inéluctable. Autrefois, on se contentait d'admettre que les constructions devaient parfois subir les séquelles de mouvements du sol. Aussi les mesures de protection contre ce phénomène se sont-elles d'abord concentrées sur la gestion des catastrophes. Certes, des propositions relatives au mode de construction avaient déjà été émises au début du 20^e siècle, mais c'est au cours des dernières décennies que des recherches toujours plus nombreuses et pointues ont révélé comment réduire efficacement la vulnérabilité des ouvrages aux séismes.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci implique de faire une étude pour essayer de mettre en évidence le comportement dynamique de l'ouvrage.

Les tremblements de terre sont généralement provoqués par des ondes sismiques naissant lors de déplacements brusques de la croûte terrestre dans une zone de rupture (faille active). Des ondes de diverses natures et vitesses parcourent différents chemins avant d'atteindre un site et de soumettre le sol à divers mouvements.

IV.2. Modélisation de la structure :

La modélisation consiste à rechercher un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité du système d'origine, en se basant sur les hypothèses suivantes :

- la structure est considérée comme une console encastrée à la base et les masses sont considérées concentrées à chaque niveau de la structure.
- Chaque masse sera considérée avec un seul degré de liberté correspondant au déplacement horizontal (x_k).

Les planchers sont supposés infiniment rigides dans leurs plans

IV.3. la méthode de calcul : RPA 99 (Art.1.1)

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes qui sont les suivantes :

- la méthode statique équivalente ;
- la méthode d'analyse modale spectrale ;

→ la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Méthode statique équivalente :

- **Principe de la méthode :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

- **Domaine d'application :**

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans L'article 4.1.2 du RPA 99. Ces conditions sont restées inchangées dans l'ADDENDA 2003.

méthode d'analyse 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

méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les 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.

Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par le RPA99/version2003 pouvoir utiliser la méthode statique équivalente, donc le calcul sismique se fera par la méthode d'analyse modale spectrale.

Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003:

Notre ouvrage étant un bâtiment à usage d'habitation, implanté dans la wilaya De Biskra

(**Zone I**), et ayant une hauteur totale de 30.60 m, il sera classé au groupe d'usage **2**.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S3.

- **Principe de la méthode :**

Pour cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des efforts engendrés dans la structure par des forces sismiques représenté par un spectre de réponse de calcul, ces efforts sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de

la structure.

➤ **Buts de l'analyse dynamique:**

- Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- Déterminer les modes et les périodes propres.
- La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie des surcharges d'exploitation Q ; $\beta = 0,2$ est le coefficient réducteur des charges Q (soit 20%).

➤ **Données de l'ouvrage :**

✓ Notre ouvrage étant un bâtiment à usage d'habitation, implanté dans la wilaya de Biskra

(**Zone I**), et ayant une hauteur totale de **30.60 m**, il sera classé au groupe d'usage **2**.

✓ La catégorie du site est **S3** (site meuble).

➤ **Spectre de calcul :**

Spectre de calcul :

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul comme il est indiqué dans **L'article 4.3.3 du RPA 99 / version 2003**

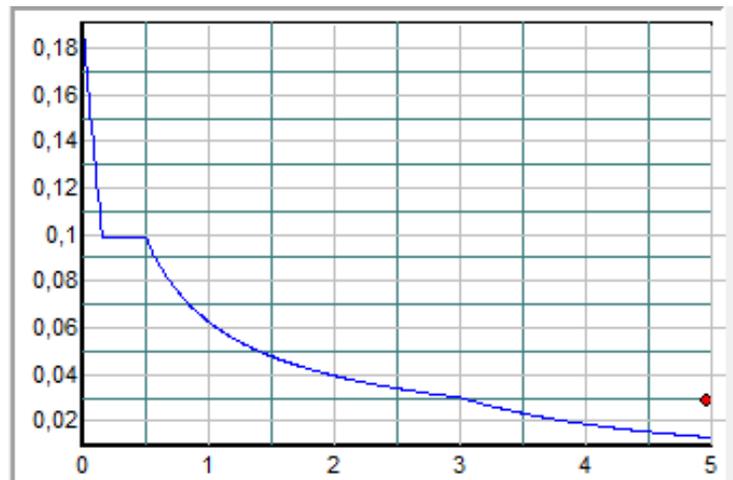


Fig1.Spectre de calcul

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Analyse de la structure Initiale:

Description du logiciel (ROBOT):

Le système « **Robot Structural Analyses 2018** » est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot Structural analysis permet de modéliser les structure, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Les caractéristiques principales du logiciel Robot Structural analyse sont les suivantes :

- Définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet,
- Possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représentation à l'écran des différents types de résultats de calcul (efforts internes, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes etc.),
- Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure,
- Possibilité de composer librement les impressions (note de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers d'autres logiciels).

Modélisation de la structure initiale :

Les caractéristiques dynamiques de la structure (modes propres et formes propres) sont déterminées en utilisant le logiciel de calcul (Robot 2018) qui fera l'objet d'une présentation détaillé ci-après.

La figure montre la structure initiale.

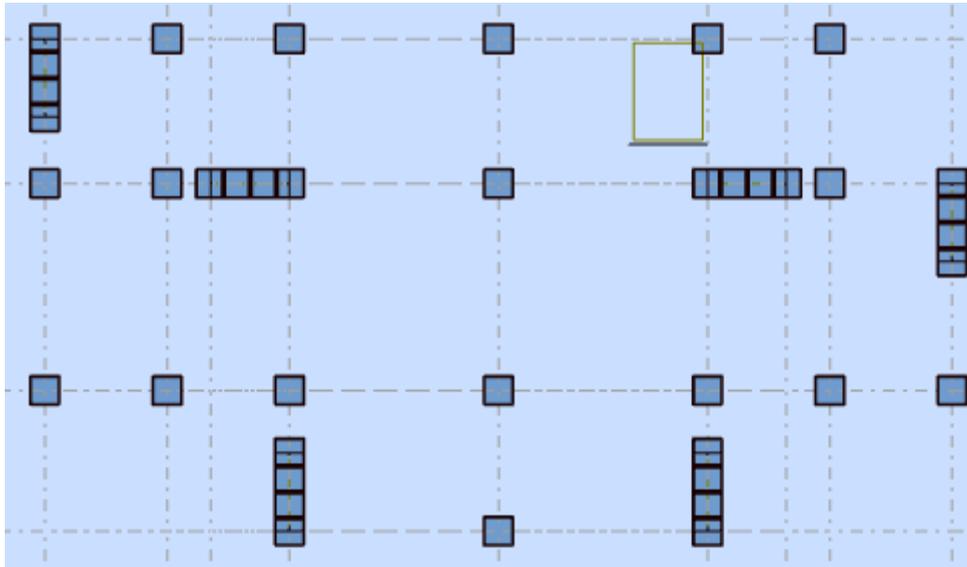


Fig2.vue en plan de la structure.

Le système de contreventement de la structure est considéré comme mixte (portiques et voiles) avec interaction. Les périodes propres et les formes propres de la structure seront analysés et commentées dans ce chapitre.

Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

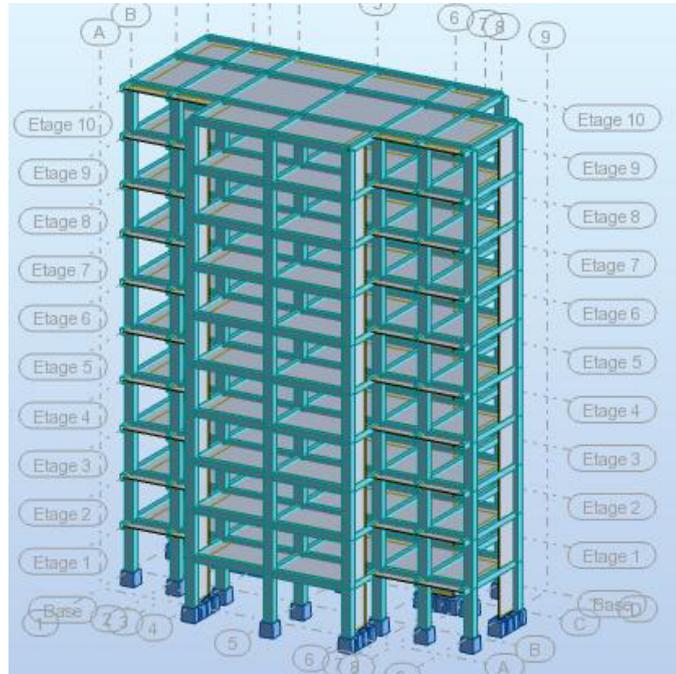


Fig3. Vue 3D

Modélisation de masse :

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ exigée par le RPA99 version 2003. Dans notre cas $\beta = 0,2$ correspondant à la surcharge d'exploitation modérée.

La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5\text{t/m}^3$.

Spectre de réponse :

Les sollicitations peuvent être obtenues en introduisant la notion du spectre de réponse. En général, deux directions d'excitation sismique perpendiculaires sont considérées, par la suite, les résultats sont combinés selon la méthode SRSS pour obtenir l'enveloppe des efforts internes (M, N, T) et faire les vérifications nécessaires. Toutes ces phases sont générées automatiquement par le logiciel. Pour tenir compte de l'effet de torsion due aux excentricités involontaires des masses, les chargements en torsion de la méthode des forces de remplacement sont automatiquement utilisés.

IV.4. Périodes et coefficients de participation modaux :

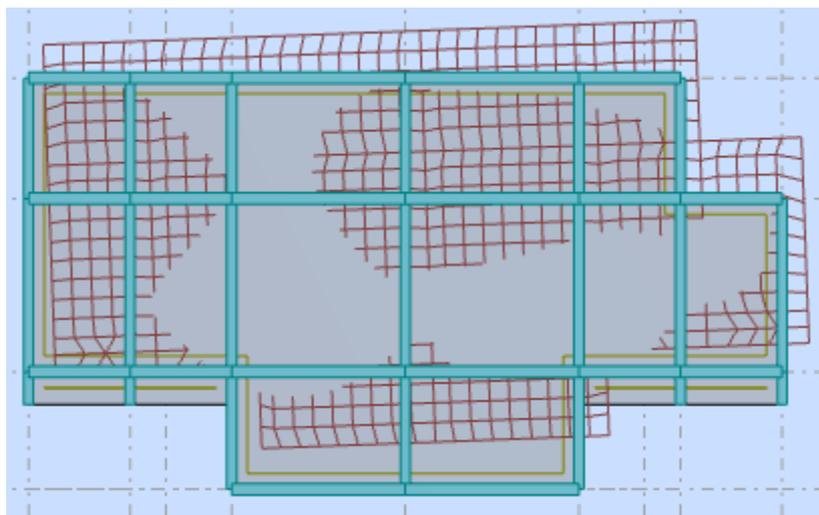
Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
4/ 1	1,16	0,86	13,67	57,35	13,67	57,35	3097763,86	3097763,86
4/ 2	1,18	0,85	49,50	72,35	35,82	15,00	3097763,86	3097763,86
4/ 3	1,40	0,71	76,10	73,32	26,61	0,97	3097763,86	3097763,86
4/ 4	3,92	0,25	85,24	73,55	9,13	0,23	3097763,86	3097763,86
4/ 5	4,08	0,25	85,27	87,30	0,03	13,75	3097763,86	3097763,86
4/ 6	4,73	0,21	88,43	87,39	3,16	0,10	3097763,86	3097763,86
4/ 7	7,52	0,13	92,25	87,39	3,83	0,00	3097763,86	3097763,86
4/ 8	8,17	0,12	92,26	92,58	0,01	5,19	3097763,86	3097763,86
4/ 9	9,38	0,11	93,05	92,60	0,79	0,02	3097763,86	3097763,86
4/ 10	11,60	0,09	95,19	92,61	2,14	0,01	3097763,86	3097763,86

Tableau.1 Périodes et facteurs de participation modaux (modélisation initial).**Interprétation :**

L'analyse des caractéristiques dynamiques de la structure initiale nous permet de dire ce qui suit :

on constate qu'il faut 8 modes pour attendre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a

- ✓ le 1^{er} mode est un mode de torsion pure.
- ✓ le 2^{ème} mode est un mode de torsion pure.
- ✓ le 3^{ème} mode est mode de translation selon l'axe X avec 26.61%..

**Fig.4** Premier mode de vibration : vue en plan (T1=0.86 sec).

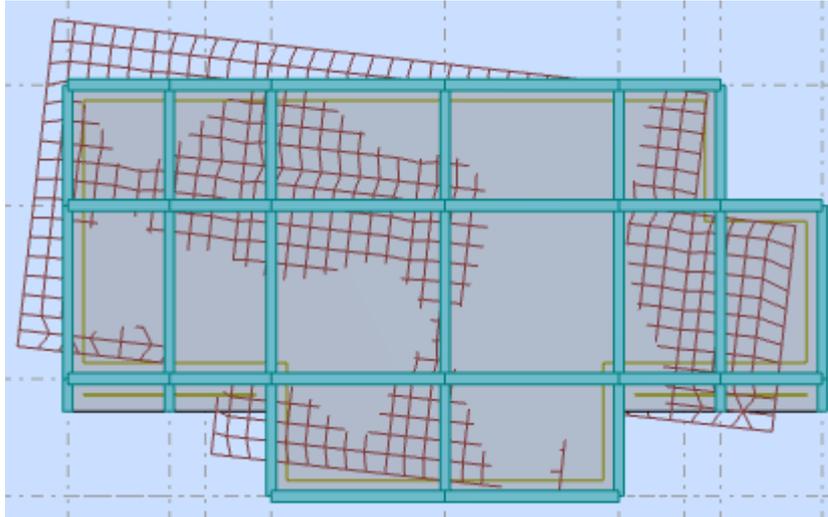


Fig5. Deuxième mode de vibration : vue en plan ($T_2=0.85$ sec).

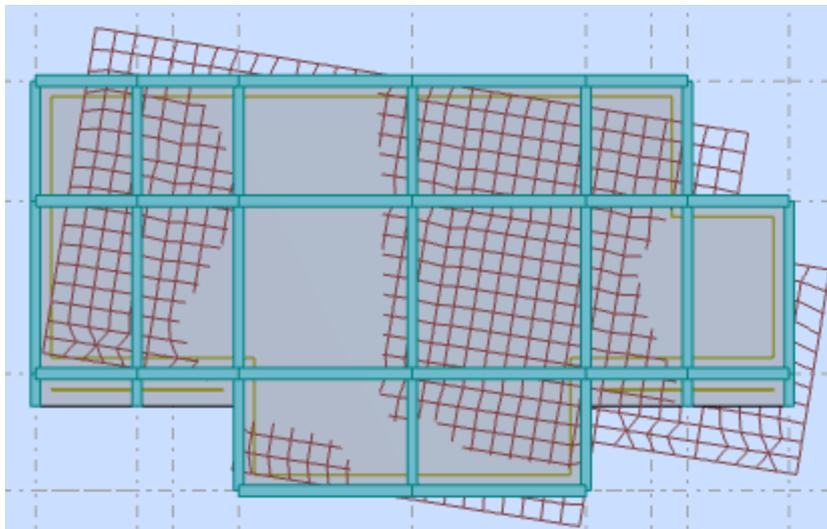


Fig.6.Troisième mode de vibration : vue en plan ($T_3=0,71$ sec).

Conclusion :

Nous concluons alors, que la conception de la structure est instable et mauvaise et il faut alors revoir

le système de contreventement et surtout la disposition de certains voiles pour obtenir des modes de translations purs qui doivent absorber le maximum d'énergie sismique induite à la structure lors d'un tremblement de terre.

VI.5. Conception et analyse de la nouvelle variante:**Introduction :**

Suite à l'analyse de la structure initiale, plusieurs variantes ont été analysées pour pouvoir obtenir une structure ayant un système de contreventement optimal.

Nous présenterons dans ce qui suivra un (01) proposition.

proposition :

Pour cette raison, on propose de minimisé certains voiles et augmenté la section de Poteau afin d'améliorer le comportement de la structure en particulier vis-à-vis de la torsion, Système de contreventement se présente comme suit :

- ✓ 04 voiles transversaux (sens-y) de 15 cm.
- ✓ 04 voiles longitudinaux (sens-x) de 15cm.
- ✓ Section des poteaux (55x65) cm² .

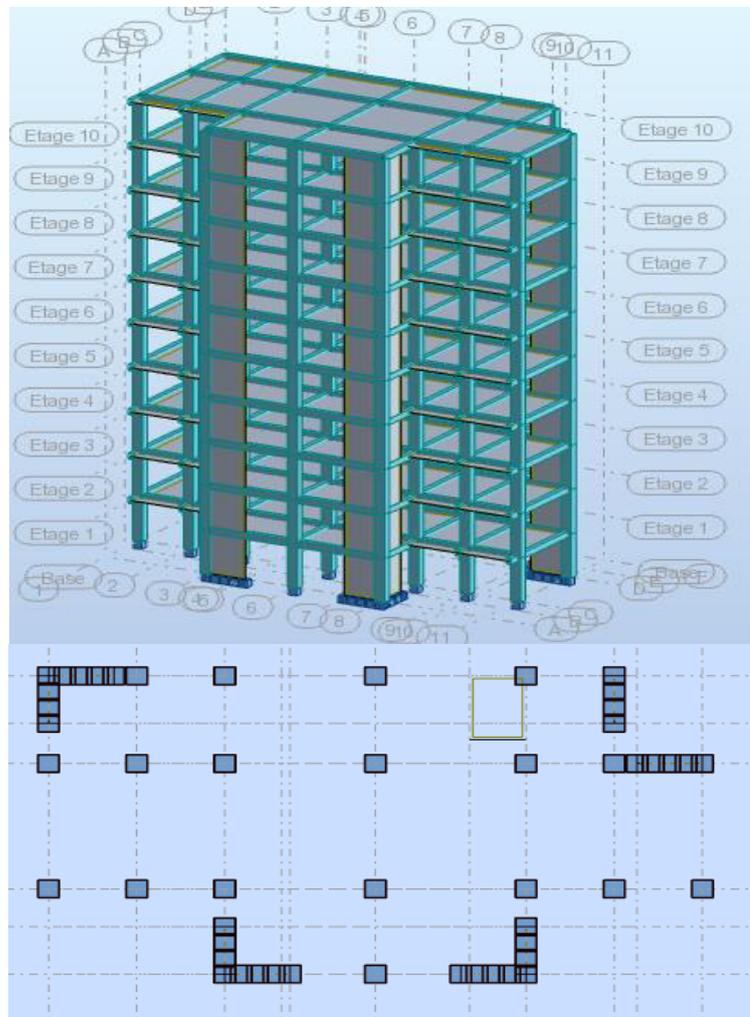


Fig.7. Vue en plan et en élévation de la proposition.

IV.6. Périodes et coefficients de participation modaux :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
4/ 1	1,24	0,81	0,10	72,97	0,10	72,97	3015934,08	3015934,08
4/ 2	1,46	0,68	69,91	73,13	69,80	0,17	3015934,08	3015934,08
4/ 3	1,62	0,62	73,57	73,14	3,66	0,01	3015934,08	3015934,08
4/ 4	4,34	0,23	73,57	87,32	0,00	14,18	3015934,08	3015934,08
4/ 5	5,08	0,20	87,19	87,35	13,62	0,02	3015934,08	3015934,08
4/ 6	5,69	0,18	87,48	87,41	0,29	0,06	3015934,08	3015934,08
4/ 7	8,65	0,12	87,48	92,56	0,01	5,15	3015934,08	3015934,08
4/ 8	9,93	0,10	92,74	92,58	5,25	0,01	3015934,08	3015934,08
4/ 9	11,23	0,09	92,74	92,61	0,00	0,03	3015934,08	3015934,08
4/ 10	13,35	0,07	92,75	95,37	0,01	2,77	3015934,08	3015934,08

Tab.2.Périodes et facteurs de participation modaux (1^{er} proposition).**Interprétations des résultats :**

on constate qu'il faut 8 modes pour atteindre 90% de participation des masses modales exigée

par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a.

- ✓ le 1^{er} mode est un mode translation pure selon l'axe Y avec 72.97 %.
- ✓ le 2^{ème} mode est un mode translation pure selon l'axe X avec 69.80 %.
- ✓ le 3^{ème} mode est mode torsion pure.
- ✓ la période fondamentale

$$T_{x\text{dynamique}} = 0.68\text{sec}$$

$$T_{y\text{dynamique}} = 0.81\text{sec}$$

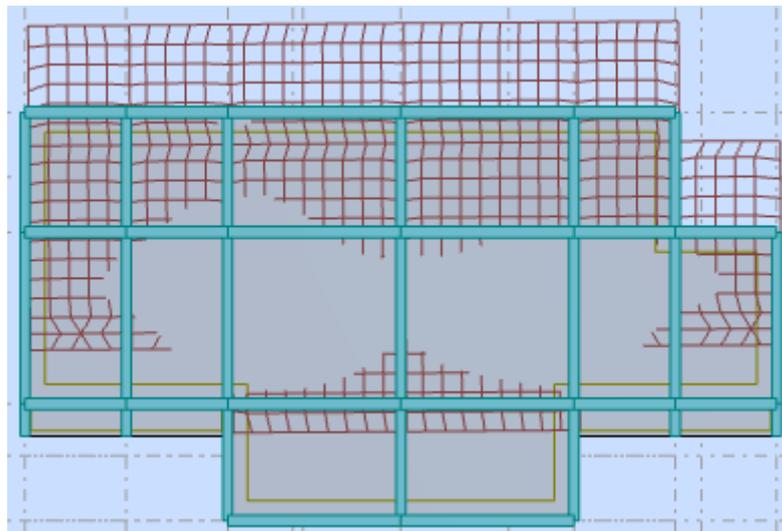


Fig8. Premier mode de vibration. Vue en plan.

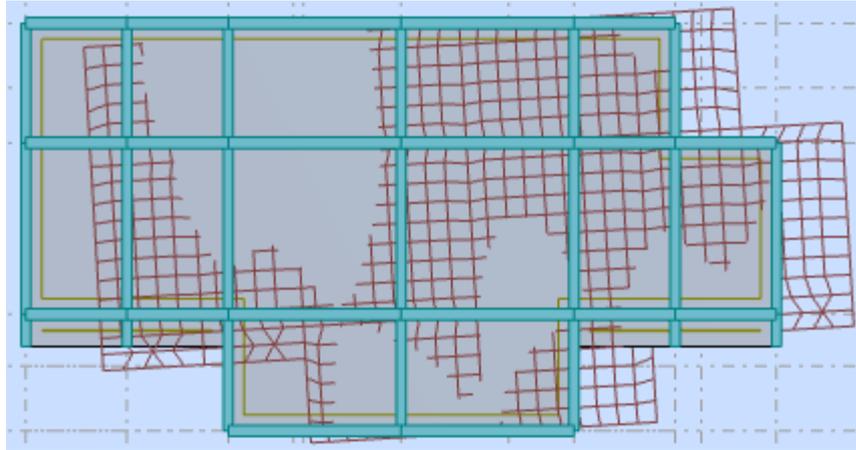


Fig9.Deuxième mode de vibration. Vue en plan.

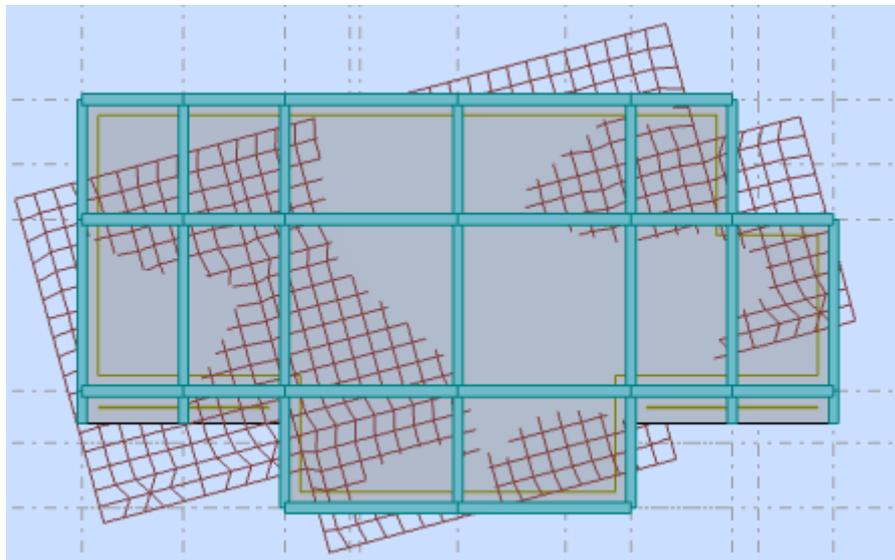


Fig10.Troisième mode de vibration. Vue en plan.

Conclusion :

Pour cette raison, on adopte cette conception structurale qui nous donne un meilleur comportement de notre structure vis-à-vis du séisme.

➤ **L'effort tranchant de niveau pour l'étage :**

Les résultats sont donnés dans les tableaux V-3 et V-4 pour les deux directions principales.

	Sens (x-x)	Sens (y-y)
Niveau	FX [kN]	FY [kN]
RDC	1192,61	1087,80
1	1175,71	1068,96
2	1132,61	1027,11
3	1068,71	968,91
4	986,66	892,74
5	882,71	799,90
6	756,10	690,89
7	610,01	560,49
8	440,07	407,71
9	230,57	220,55

Tableau.3..Efforts tranchants à chaque niveau.

IV.7.Vérification de la résultante des forces sismiques par rapport à la méthode statique équivalente

❖ **Résultante des forces sismiques à la base V_t :**

Cette dernière est obtenue par la combinaison des valeurs modales et elle ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V ,

soit : $V_t > 0.8 V$

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont

Comme suit :

- Effort tranchants sismique dans le sens X, $V_t = 1192.61 \text{ KN}$
- Effort tranchants sismique dans le sens Y, $V_t = 1087.80 \text{ KN}$

F- Calcul de la force sismique : (article : 4-2-3- du R.P.A.99)

La force sismique « V » appliquée à la base de la structure dans les deux directions est donné par la formule suivante :

$$V = [(A \cdot D \cdot Q) / R] \cdot W$$

A : Coefficient d'accélération de zone. C'est un coefficient numérique dépendant de la zone sismique ainsi que le groupe d'usage.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen de site, un facteur de correction d'amortissement (n) et de la période fondamentale de la structure (T).

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure, fonction du système de contreventement.

W : La charge (le poids) prise en compte dans le calcul sismique. Il joue un rôle important dans le calcul de la force sismique, logiquement ce poids doit être le poids du bâtiment durant le séisme.

$$W = 30391.99 \text{ KN}$$

Détermination des coefficients :

a- Le coefficient " A " :

Du fait que l'ouvrage est courant d'importance moyenne (bâtiment à usage d'habitation et bureau)

Groupe D'usage	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1 A	0,15	0.25	0.30	0.40
1 B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau.4. de coefficient d'accélération

Donc il a un groupe d'usage (2) et la zone I, donc :

$$A = 0.10 \quad (\text{d'après le R.P.A.99})$$

b- Le facteur "D" : il est

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \eta (T_2/3,0)^{2/3} \cdot (3,0/T)^{5/3} & T > 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.1).

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \quad \text{Où } \xi(\%) \text{ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages structure}$$

❖ T.A.B.4.2. R.P.A 99 :

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/ maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau.5. valeur de ξ .

$$\rightarrow \xi = 7 \%$$

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 \geq 0.7$$

F-2-Estimation de la période fondamentale de la structure :

Dans notre cas (structure mixte) la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les **formules 4-6 et 4-7 du RPA99, version2003**

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec:

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'aux derniers niveaux (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le **tableau (4,6) du RPA99, version2003 p31** → $C_T = 0,050$

D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considérée
Donc T

$$= 0,05 \times 30.60^{3/4} = 0.65 \text{ sec}$$

On peut également utiliser aussi la formule :

$$T_x = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 30.60}{\sqrt{23.00}} = 0.57 \text{ sec} \Rightarrow T_x = 0.57 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 30.60}{\sqrt{12.60}} = 0.78 \text{ sec} \Rightarrow T_y = 0.78 \text{ sec}$$

D'après l'article (4.2.4) de RPA99/version2003 :

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux

Valeurs, d'où :

$$T_x = 0.57 \text{ sec.}$$

$$T_y = 0.78 \text{ sec.}$$

$$T_x = \min (0.57 ; 0.65) = 0.57 \text{ sec}$$

$$T_y = \min (0.78 ; 0.65) = 0.65 \text{ sec}$$

$$\checkmark \frac{T_{dx}}{T_{st}} = \frac{0.68}{0.57} = 1.19 \text{ sec} < 1.3, \text{ vérifie la condition de RPA (99/2003) art4.2.4.}$$

$$\checkmark \frac{T_{dy}}{T_{st}} = \frac{0.81}{0.65} = 1.25 \text{ sec} < 1.3, \text{ vérifie la condition de RPA (99/2003) art4.2.4.}$$

❖ T.A.B.4.7 RPA99 p34 (valeurs de T₁ et T₂) :

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁	0.15	0.15	0.15	0.15
T ₂	0,30	0.40	0.50	0.70

Tableau.6.valeur de T1 et T2.

site meuble (S₃)→ T₂ = 0,50 sec

On a : T₂ ≤ T_x ≤ 3,0 sec ⇒ D_x = D_y = 2,5 η (T₂/T_(x/y))^{2/3}

Donc :

$$D_x = 2.5 \eta (T_2/T_x)^{2/3} = 2.02$$

$$D_y = 2.5 \eta (T_2/T_y)^{2/3} = 1.85$$

c-Coefficient " R ":

R : coefficient de comportement global de la structure donnée par le tableau (4.3)

→ Contreventement mixte ⇒ **R = 5**

d-Coefficient "Q ":

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

P_q : la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère « q » d'après le T.A.B 4.4

Critère q	Pq (x)		Pq (y)	
	Observé	N/observé	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	X		X	
2. Redondance en plan	X		X	
3. Régularité en plan		X		X
4. Régularité en élévation	X		X	
5. Contrôle de la qualité des matériaux		X		X
6. Contrôle de la qualité de l'exécution		X		X

Tableau.7. Valeur de Pq

$$Q_x = 1.20$$

$$Q_y = 1.20$$

e-Calcul du poids (W):

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes.

Pour les habitations, il faut prendre en considération 20% des surcharges d'exploitations. $\beta=0.20$

$$W = W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : la charge d'exploitation.

sens	A	D	Q	R	W	V _{st}
Longitudinal	0.10	2.02	1,20	5	30391.99	1473.40
Transversal	0.10	1.85	1,20	5	30391.99	1349.40

Tableau .8. Résultat de coefficient.

❖ **Vérifications :**

$$V_{dyn}/V_{stat} \geq 0.8$$

➤ **Sens longitudinal :** $V_{dyn}^x = 1192.61$ KN

$$1192.61 / 1473.40 = 0.81 > 0.8 \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

➤ **Sens transversal :** $V_{dyn}^y = 1087.80$ KN

$$1087.80 / 1349.40 = 0.81 > 0.8 \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

IV.1.8. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure :

1) Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités :

✚ **Centre de gravité des masses : « G »**

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur, ...etc.), Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i.

X_i, Y_i : les coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport à un repère global.

 **Centre des rigidités : « C »**

Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après

Avec :

$$X_{cj} = \sum I_{jy} X_j / \sum I_{jy}$$

$$Y_{cj} = \sum I_{jx} Y_j / \sum I_{jx}$$

I_{yi} : Rigidité de l'élément i dans le sens y.

X_i : Abscisse de l'élément I_{yi}.

I_{xi} : Rigidité de l'élément i dans le sens x.

Y_i : Ordonnée de l'élément I_{xi}.

Le tableau ci-après résume les résultats des différents centres de rigidité. « C »

Etage	XG (m)	YG (m)	XR (m)	YR (m)	ex (m)	ey (m)
RDC	11.13	6.96	10.77	6.22	0.36	0,74
1	11.13	6.96	10.77	6.22	0.36	0,74
2	11.13	6.96	10.77	6.22	0.36	0,74
3	11.13	6.96	10.77	6.22	0.36	0,74
4	11.13	6.96	10.77	6.22	0.36	0,74
5	11.13	6.96	10.77	6.22	0.36	0,74
6	11.13	6.96	10.77	6.22	0.36	0,74
7	11.13	6.96	10.77	6.22	0.36	0,73
8	11.12	6.95	10.77	6.22	0.36	0,73
9	11.06	6.75	10.77	5.57	0.29	1,17

Tableau.9. Centre de gravité des masses et centres de rigidité.

ex : excentricité théorique suivant x.

ey : excentricité théorique suivant y.

2) Excentricité accidentelle :

L'article 4.3.7 du RPA99/version2003 impose dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculé, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à ±0.05L (L étant la dimension de plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du

plancher considéré et suivant chaque direction.

Nous aurons alors :

$$ex \text{ totale} = ex \text{ théorique} \pm 5\% Lx = Xg - Xc \pm 5\% Lx$$

$$ey \text{ totale} = ey \text{ théorique} \pm 5\% Ly = Yg - Yc \pm 5\% Ly$$

L'excentricité accidentelle est fixée par RPA99/version2003 à 5% de la longueur L en plan, d'où :

$$ex \text{ (acc)} = 0,05Lx \text{ avec } Lx = 23.00 \text{ m} \rightarrow ex \text{ (acc)} = 1.15 \text{ m}$$

$$ey \text{ (acc)} = 0,05Ly \text{ avec } Ly = 12.60 \text{ m} \rightarrow ey \text{ (acc)} = 0.63 \text{ m}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

❖ **Sens longitudinal :**

Cas/Etage	FX [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]
7/ 1	1192,61	566,32	626,28
7/ 2	1175,71	447,68	728,03
7/ 3	1132,61	501,83	630,78
7/ 4	1068,71	518,27	550,44
7/ 5	986,66	506,85	479,81
7/ 6	882,71	474,80	407,91
7/ 7	756,10	427,52	328,59
7/ 8	610,01	370,58	239,42
7/ 9	440,07	303,27	136,80
7/ 10	230,57	282,53	-51,96

Tableau.10. L'effort tranchant modal à la base sens X.

❖ **Sens transversal :**

Cas/Etage	FY [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
8/ 1	1087,80	501,74	586,05
8/ 2	1068,96	361,13	707,82
8/ 3	1027,11	396,37	630,74
8/ 4	968,91	402,97	565,94
8/ 5	892,74	390,14	502,60
8/ 6	799,90	363,95	435,94
8/ 7	690,89	327,49	363,40
8/ 8	560,49	282,93	277,56
8/ 9	407,71	230,53	177,18
8/ 10	220,55	224,87	-4,33

Tableau.11. L'efforts tranchants modal à la base sens Y.

Cas/Etage	FZ [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
6 (C)/1	-31691,39	-25042,78	-6648,61
6 (C)/2	-28341,05	-22374,73	-5966,33
6 (C)/3	-25223,72	-19870,17	-5353,54
6 (C)/4	-22106,38	-17396,90	-4709,47
6 (C)/5	-18989,04	-14948,82	-4040,22
6 (C)/6	-15836,49	-12494,43	-3342,06
6 (C)/7	-12648,73	-10031,32	-2617,41
6 (C)/8	-9425,75	-7549,08	-1876,68
6 (C)/9	-6167,57	-5014,54	-1153,03
6 (C)/10	-2867,78	-2380,03	-487,75

Tableau.11. Les sollicitations verticales totales sur les poteaux et voiles.

❖ **Vérifications de l'interaction Portiques-Voiles: selon RPA 99 version 2003 (art 3.4.4.a) p 19**

Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales (de logiciel ROBOT).

⇒ **Charges verticales: voiles ≤ 20%**

✓ Les sollicitations verticales totales de la structure: 31691.39 KN

✓ Les sollicitations verticales reprises par les voiles: 6648.61 KN

$$\frac{F_z \text{ voiles}}{F_{\text{total}}} = \frac{648.61}{31691.39} = 19.97\% < 20\% \quad \text{Condition vérifiée}$$

⇒ **Charges horizontales : portiques ≥ 25%**

Que les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

$$\frac{F_{x \text{ poteau}}}{F_{x \text{ total}}} = \frac{566.32}{1192.61} = 47.49\% > 25\% \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

$$\frac{F_{y \text{ poteau}}}{F_{x \text{ total}}} = \frac{501.74}{1087.80} = 46.12\% > 25\% \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

Calcul des déplacements relatifs horizontaux :

L'article 4.4.3 du RPA99/version2003 :

Le déplacement absolu horizontal a chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec :

δ_{ek} : déplacement du aux forces sismique F_i (y compris l'effort de torsion).

R : coefficient de comportement.

· **le déplacement relatif** au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

L'article 5.10 du RPA99/version2003 préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que :

$$\Delta k \leq 1\% h_i.$$

Avec :

H_i : étant la hauteur de l'étage considéré.

Les différents résultats sont résumés dans les tableaux V-8 et V-9

Sens longitudinale

Cas/Etage	UX [cm]	dr UX [cm]
7/ 1	0,2	0,2
7/ 2	0,6	0,4
7/ 3	1,1	0,5
7/ 4	1,6	0,5
7/ 5	2,1	0,5
7/ 6	2,6	0,5
7/ 7	3,1	0,5
7/ 8	3,5	0,4
7/ 9	3,9	0,4
7/ 10	4,2	0,3

Tableau.12. Déplacements relatifs inter étage pour la direction (x-x)

Sens transversale

Cas/Etage	UY [cm]	dr UY [cm]
8/ 1	0,2	0,2
8/ 2	0,7	0,5
8/ 3	1,3	0,6
8/ 4	2,0	0,7
8/ 5	2,7	0,7
8/ 6	3,3	0,7
8/ 7	3,9	0,6
8/ 8	4,5	0,6
8/ 9	5,0	0,5
8/ 10	5,4	0,4

Tableau.13. Déplacements relatifs inter étage pour la directions (y-y)

niveau	Δk_x (cm)	Δk_y (cm)	H_i (m)	1% H_i (cm)	Observation
RDC	0,2	0,2	3,06	3,06	Vérifier
01	0,4	0,5	3,06	3,06	Vérifier
02	0,5	0,6	3,06	3,06	Vérifier
03	0,5	0,7	3,06	3,06	Vérifier
04	0,5	0,7	3,06	3,06	Vérifier
05	0,5	0,7	3,06	3,06	Vérifier
06	0,5	0,6	3,06	3,06	Vérifier
07	0,4	0,6	3,06	3,06	Vérifier
08	0,4	0,5	3,06	3,06	Vérifier
09	0,3	0,4	3,06	3,06	Vérifier

Tableau.14. Déplacements relatifs inter étage pour les deux directions principales

Justification de l'effet P- Δ :

L'effet du second ordre (ou effet de P- Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

L'article 5.9 du RPA99/version2003

$$\Theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0,10$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k :

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

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.

Le tableau V-11 résume l'ensemble des résultats dans le sens longitudinal (sens x-x)

Niveau	W (KN)	Pk (KN)	Δ_{kx}	V _x	h (m)	θ	Observation
9	2967,67	2967,67	0,003	230,57	3.06	0,013	Vérifié
8	3071,08	6038,75	0,004	440,07	3.06	0,018	Vérifié
7	3063,90	9102,65	0,004	610,01	3.06	0,020	Vérifié
6	3056,72	12159,37	0,005	756,10	3.06	0,026	Vérifié
5	3049,54	15208,91	0,005	882,71	3.06	0,028	Vérifié
4	3042,36	18251,27	0,005	986,66	3.06	0,030	Vérifié
3	3035,18	21286,45	0,005	1068,71	3.06	0,033	Vérifié
2	3035,18	24321,63	0,005	1132,61	3.06	0,035	Vérifié
1	3035,18	27356,81	0,004	1175,71	3.06	0,030	Vérifié
RDC	3035,18	30391,99	0,002	1192,61	3.06	0,033	Vérifié

Tableau.15. Vérification de l'effet P- Δ pour le sens longitudinal.

Le tableau V-10 résume l'ensemble des résultats dans le sens transversal (ses y - y)

Niveau	Wt	Pk (t)	Δ_{ky}	V _y	h (m)	θ	Observation
9	2967,67	2967,67	0,004	220,55	3.06	0,018	Vérifié
8	3071,08	6038,75	0,005	407,71	3.06	0,024	Vérifié
7	3063,90	9102,65	0,006	560,49	3.06	0,032	Vérifié
6	3056,72	12159,37	0,006	690,89	3.06	0,035	Vérifié
5	3049,54	15208,91	0,007	799,90	3.06	0,043	Vérifié
4	3042,36	18251,27	0,007	892,74	3.06	0,047	Vérifié
3	3035,18	21286,45	0,007	968,91	3.06	0,050	Vérifié
2	3035,18	24321,63	0,006	1027,11	3.06	0,046	Vérifié
1	3035,18	27356,81	0,005	1068,96	3.06	0,042	Vérifié
RDC	3035,18	30391,99	0,002	1087,80	3.06	0,018	Vérifié

Tableau.16. Vérification de l'effet P- Δ pour le sens transversal.

Remarque :

Puisque tous les coefficients θ_k sont inférieurs à 0.10, donc l'effet P- Δ peut être négligé pour les deux sens.

IV.1.10. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation suivante :

$$M_s / M_r \geq 1,5$$

M_r : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

M_s : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times L/2$$

W : le poids total de la structure

Sens X

Forces sismique par niveau (KN)
(KN)

Efforts tranchants par niveaux

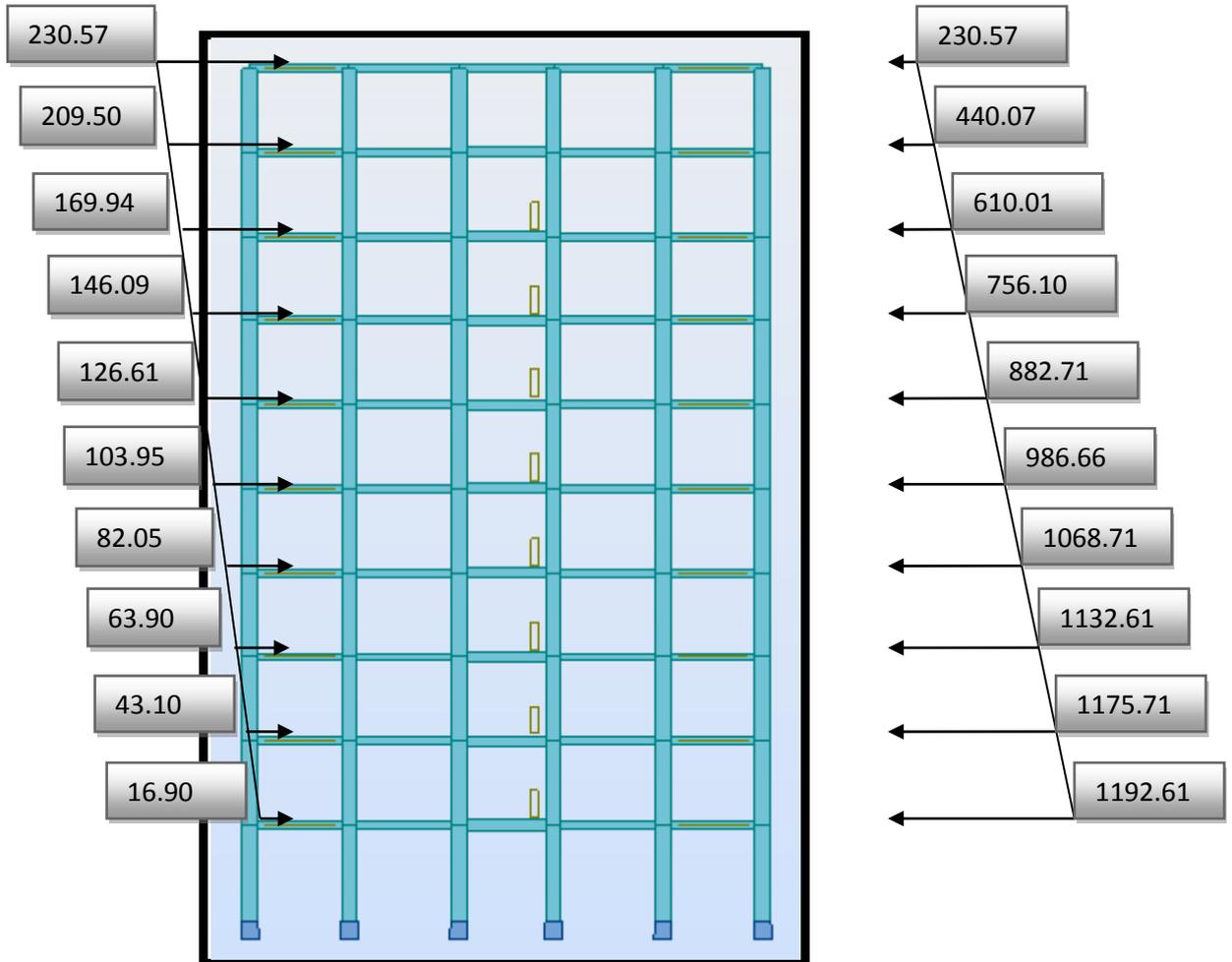


Fig11. Distribution de l'effort sismique et l'effort tranchant en élévation

Sens Y

Forces sismique par niveau (KN)
(KN)

Efforts tranchants par niveaux

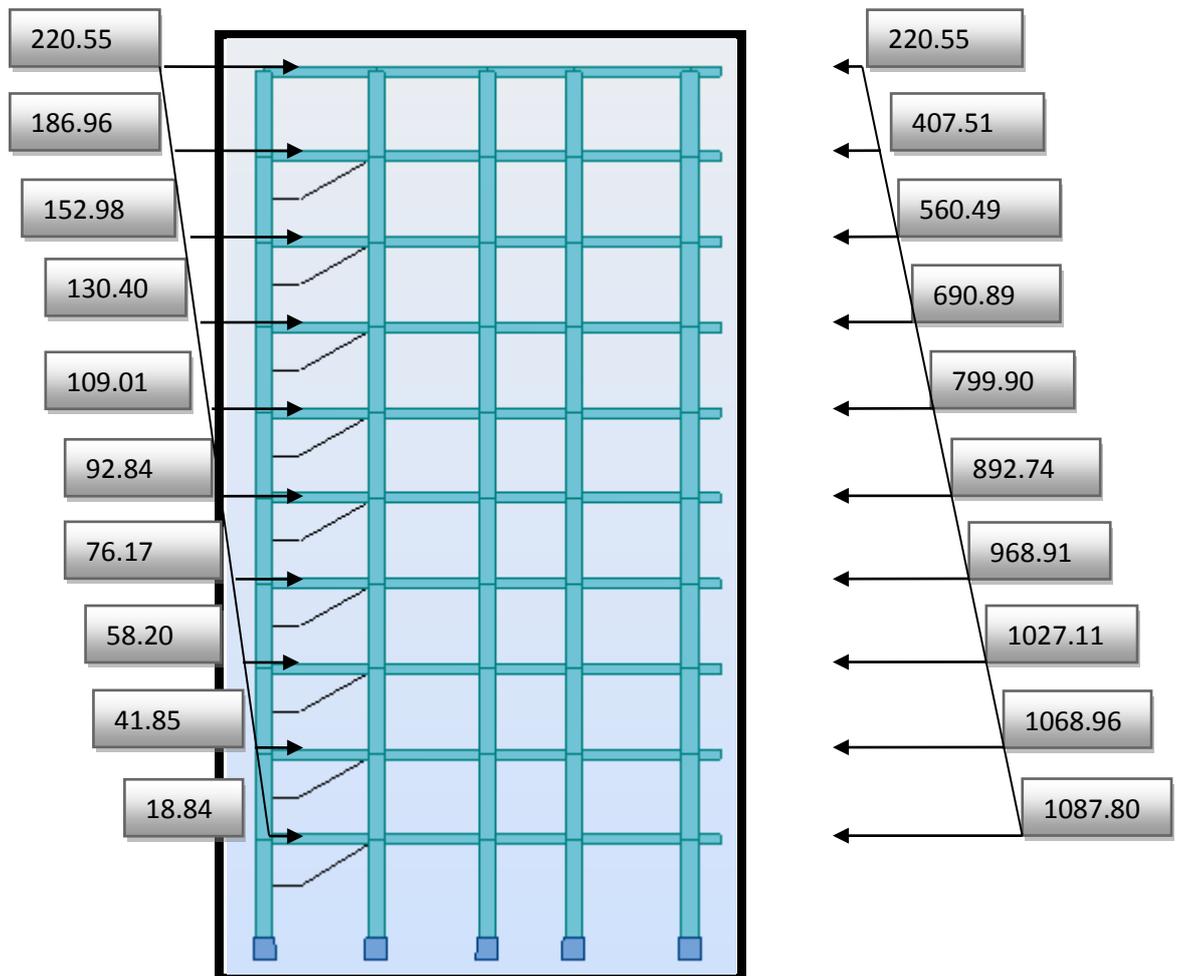


Fig12. Distribution de l'effort sismique et l'effort tranchant en élévation

❖ Sens longitudinal :

$$M_{sx} = 30391.99 \times (23/2) = 349507.89 \text{ KN.m}$$

Niveau	Fx(kn)	hi	Mr (x)
RDC	16.90	3.06	51,71
01	43.10	6.12	263,77
02	63.90	9.18	586,60
03	82.05	12.24	1004,29
04	103.95	15.30	1590,44
05	126.61	18.36	2324,56
06	146.09	21.42	3129,25
07	169.94	24.48	4160,13
08	209.50	27.54	5769,63
09	230.57	30.60	7055,44
			$\Sigma = 25935.83$

Tableau.17. Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (x).

$$M_{Rx} = 25935.83 \text{ KN.m}$$

✓ Vérifications:

$$M_s/M_{Rx} = 13.47 > 1.5 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

❖ Sens transversal :

$$M_s = 30391.99 \times (12.60/2) = 191469.54 \text{ KN.m}$$

Niveau	Fy(kn)	hi	Mr (y)
RDC	18.84	3.06	57,65
01	41.85	6.12	256,12
02	58.20	9.18	534,28
03	76.17	12.24	932,32
04	92.84	15.30	1420,45
05	109.01	18.36	2001,42
06	130.40	21.42	2793,17
07	152.98	24.48	3744,95
08	186.96	27.54	5148,88
09	220.55	30.60	6748,83
			$\Sigma = 23638.07$

Tableau.18. Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (y).

$$M_{Ry} = 23638.07 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérifications:**

$$M_s/M_{Rx} = 8.10 > 1.5 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

Conclusion :

Par suite des résultats calculée obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre structure est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs.

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

III.1.Introduction :

Dans ce calcul on veut assurer la stabilité et la résistance des éléments secondaires de notre ouvrage (acrotère, balcon, escalier, plancher) vis-à-vis aux effets des actions vertical (permanente et exploitation) par une bonne modélisation suivit d'un calcul correct des sections d'armatures qui respectent le BAEL 91 et RPA99/V2003.

C'est à partir de la contribution de chaque élément dans la résistance aux actions sismiques ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage qu'on puisse classer les différents éléments structuraux (principaux ou secondaires).

III.2. L'acrotère

III.2.1.Mode de réalisation :

L'acrotère se comporte comme une console encastrée à sa base au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'action de :

1. L'effet normal dû à son poids propre G.
2. La surcharge horizontale due à la main courante Q.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b=100\text{cm}$
- Hauteur $H=60\text{cm}$
- Epaisseur $e=10\text{cm}$

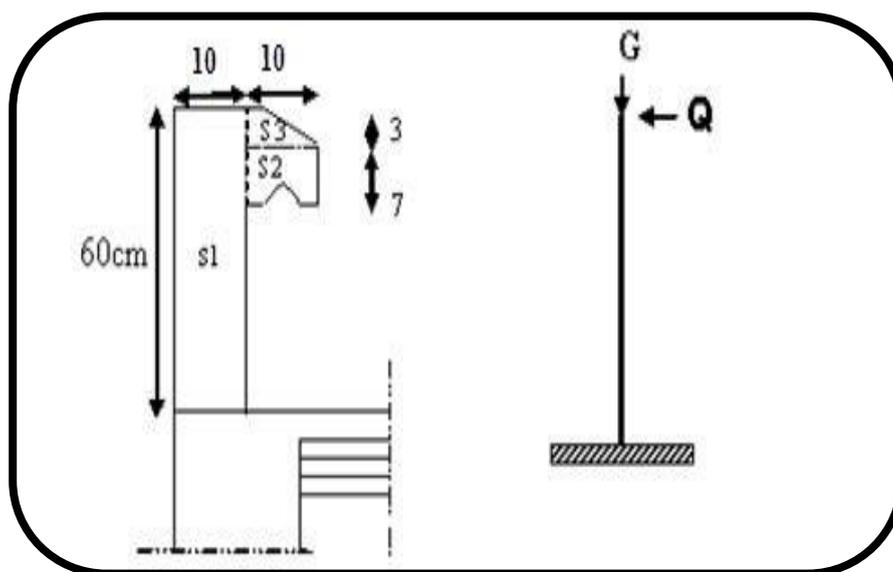


Fig.1.Schéma statique de l'acrotère.

Surface: $S_1 + S_2 + S_3 = (0,1.0,6+0,07.0,1+0,1.0,03.0,5)$

$$S_T = 0.0670 \text{ m}^2$$

Les charges G et Q de l'acrotère sont :

$$G=1712.5 + 1 \times (0.01 \times 0.6) \times 20000 = 1832.5 \text{ N}$$

$$Q=1000 \text{ N}$$

D'après RPA 99/ V2003 (art 6.2.3).

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et des équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad (F_p: \text{charge sismique})$$

A : coefficient d'accélération de zone.

C_p : facteur de force horizontale.

Groupe 2, zone (III) donc :

$$A = 0.25 \quad \text{selon le tableau 4.1(RPA 99/2003)}$$

$$C_p = 0.80 \quad \text{élément en console tableau 6.1(RPA 99/2003) donc :}$$

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.80 \times 1832.5 \Rightarrow F_p = 1466 \text{ N/ml.}$$

$$F = \max(Q, F_p) \Rightarrow F = F_p = 1466 \text{ N/ml.}$$

$$G = 1832.5 \text{ N/ml} \quad Q = 1000 \text{ N/ml.}$$

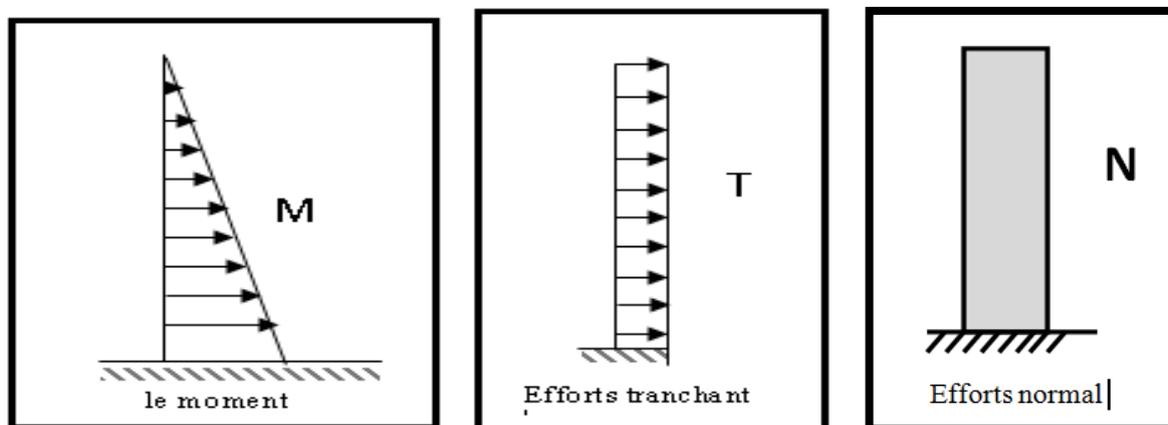


Fig.2.schéma statique de M, N, T

III.2.2. Sollicitation:

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base).

$$M_Q = F_p \times h = 1466 \times 0.6 = 879.6 \text{ N.m}$$

$$N_G = G = 1832.5 \text{ N.}$$

$$T = F_p = 1466 \text{ N.}$$

Combinaison d'action :• **E.L.U :**

$$N_u = 1 \times N_G = 1832.5 \text{ N/m} \ell ;$$

On ne le majore pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

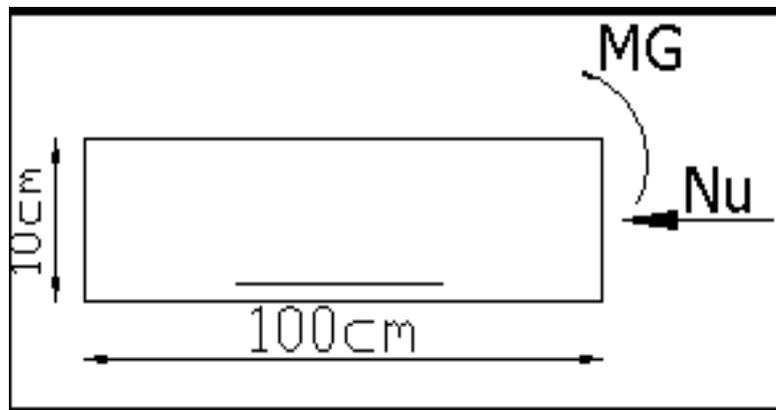
$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 879.6 = 1319.4 \text{ N.m}$$

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1832.5 = 2748.75 \text{ N/m} \ell$$

• **E.L.S :**

$$N_{\text{ser}} = N_G = 1832.5 \text{ N/m} \ell$$

$$M_{\text{ser}} = M = 879.6 \text{ N.m} \ell$$

III.2.3. Calcul de ferrillage :

La section de calcul est rectangulaire de largeur $b = 100 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 10 \text{ cm}$

On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries.

• **Armatures longitudinales :**• **E.L.U :****Détermination de l'excentricité du centre de pression :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1319.4}{1832.5} = 0.72 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m} \quad \Rightarrow e_G = 0.72 \text{ m} > h/2 = 0.05 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent elle sera calculée en flexion simple soumise à un moment M_1 égale au moment par rapport aux armatures tendues.

Détermination de la section des armatures à la flexion simple :

$$M_1 = M_u + N_u \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 1319.4 + 1832.5 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 1356.05 \text{ N.m}$$

$$\Rightarrow \sigma_b = \frac{0,85}{\gamma_b} \times f_{c28}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1356.05}{14.2 \times 100 \times (7)^2} = 0.019 < \mu \ell = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.023$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.991$$

$$A_1^u = \frac{1356.05}{348 \times 0.991 \times 7} = 0.56 \text{ cm}^2$$

Détermination de la section des armatures à la flexion composée :

$$N \text{ est un effort de compression } \Rightarrow A = A_1 - \frac{N}{100\bar{\sigma}_s}, \quad A' = A'_1 = 0$$

$$2A = 0.56 - \frac{1832.5}{100 \times 348} = 0.507 \text{ cm}^2$$

Tableau 1: récapitulatif du résultat de ferrailage obtenu pour L'acrotère

M ₁ (N.m)	μ	α	β	A ₁ ^u (cm ²)	A(cm ²)
1279.25	0.019	0.023	0.991	0.56	0.507

III.2.4.Vérification :

- **E.L.U :**
- **Condition De Non Fragilité :**

$$A^{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_G - 0.455 \times d}{e_G - 0.185 \times d} \right]$$

$$A^{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \times \left[\frac{72 - 0.455 \times 7}{72 - 0.185 \times 7} \right] = 0.822 \text{ cm}^2$$

$$A^{\min} = 0.822 \text{ cm}^2$$

- **E.L.S :**

La contrainte de traction d'armature : BAEL91 A.4.5,33)

$$\text{Fissurations Préjudiciables : } \bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

η : coeff.de fissuration = 1.6 pour les barres HA.

$$\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1}\right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min(266.66; 201.63)$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa}$$

Détermination du centre de pression :

$$G_b c = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{879.6}{1832.5} = 0.480 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

Calcul de la section a la flexion simple:

$$M_1 = M_{ser} + N_{ser} \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 879.6 + 1832.5 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 916.25 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{916.25}{15 \times 100 \times (7)^2} = 0.012 < \mu \ell = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.013$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.995$$

$$A_1^{ser} = \frac{916.25}{201.63 \times 0.995 \times 7} = 0.652 \text{ cm}^2$$

Condition De Non Fragilité : BAEL (A.4.2.1)

$$A^{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A^{\min} = 0.845 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal d'armature longitudinale :BAEL(B.5.3.1)

$$A_L \geq 0.0025 b \cdot h = 0.0025 \cdot 100 \cdot 10 = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max(A^{cal}; A^{\min}; A_L) \Rightarrow A = A_L = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_L = 5 \text{ } \emptyset 8 = 2.51 \text{ cm}$$

III.2.5.Vérification de l'effort tranchant :BAEL (A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} \dots \dots \dots \text{Ou : } b_0 = b$$

$$v_u = F \times 1.5 = 1832.5 \times 1.5 = 2748.75 N$$

$$\tau_u = \frac{2748.75}{1000 \times 70} = 0.039 Mpa$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 Mpa \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 Mpa$$

$$\tau_u = 0,039 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 Mpa \dots \dots \dots (\text{condition.verifier})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

a. Armatures de répartition : BAEL(A.8.2.41)

$$A_r = \left(\frac{1}{4} \div \frac{1}{2} \right) \cdot A^1 = (0,625 \div 1,25)$$

On adopte ; $A_r = 3\emptyset 6 = 0,85 \text{ cm}^2$

b.Espacement des armatures :BAEL(B.5.3.3)

$$S_L \leq \min (3.h ; 33 \text{ cm}) = \min (30 ; 33) \text{ cm.}$$

$$A_l = 5\emptyset 8 \rightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_r = 3\emptyset 6 \rightarrow S_t = \frac{54}{2} = 27 \text{ cm}$$

III.2.7.présentation du ferrailage :

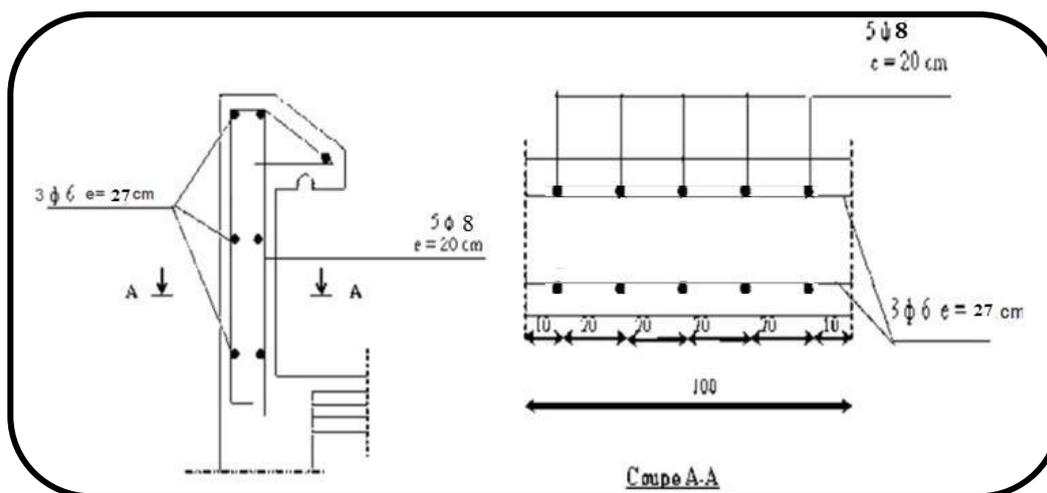


Fig3.: schéma de ferrailage de l'acrotère

III.3.Balcon

Combinaisons d'action :

$$\text{E.L.U} : P_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{ELS} : P_{\text{ser}} = G + Q$$

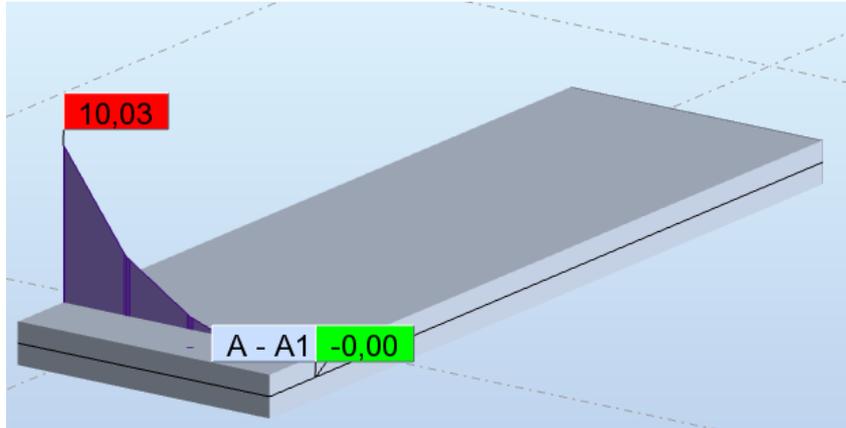


Fig.4.Moments a L'ELU

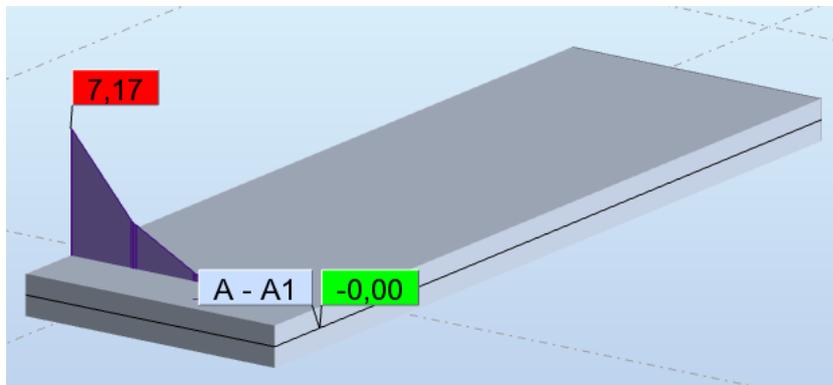


Fig.5.Moments a L'ELS

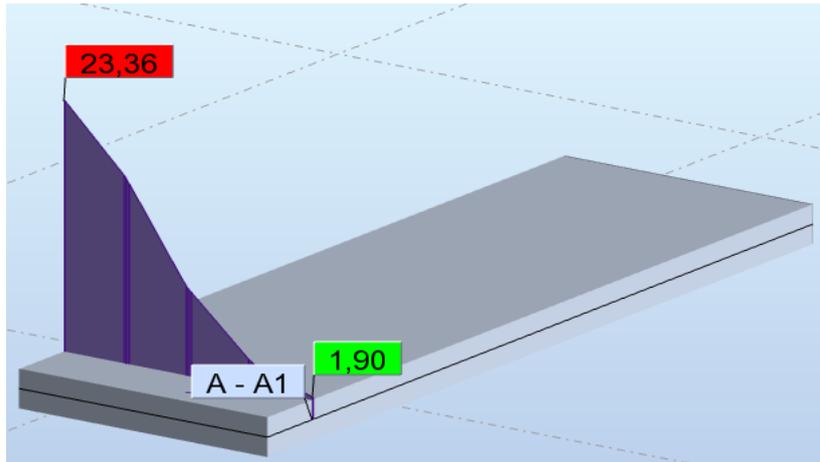


Fig.6.Efforts tranchants à L'ELU

Calcul de ferrailage :

Armatures longitudinales :

$$\mu < \mu_{\ell} \Rightarrow \dot{A} = 0 \quad \text{avec : } A = \frac{M^u}{\beta d \cdot \sigma_s}$$

on propose que notre travaille avec T14 de diamètre =1.4 cm

E.L.U :

$$F_c = 400 \text{ MPa} \quad , \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad , \quad \bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa} \quad d = 15 - 2.5 - 0.5 = 12 \text{ cm}$$

$$\mu_{\ell} = 0.392 \quad ; \quad \text{avec : } \mu = \frac{M^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha) \quad , \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

Mu (kN.m)	μ	α	β	Acal (cm ²)
10030	0.049	0.063	0.975	2.46

Tab.2. Resultat

E.L.S :

La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad , \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

M_u (kN.m)	M_{ser} (kN.m)	γ	f_{c28} (MPa)	α	$\bar{\alpha}$	condition
10.03	7.17	1.40	25	0.063	0.450	vérifié

Tab.3.verification de la contrainte

Conditions de non fragilité :

Section minimale d'armatures : BAEL91 (art A.4.2,1)

$$A^1_{\min} \geq 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^1_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

$$A^2_{\min} \geq 0,001 \times b \times h$$

$$A^2_{\min} \geq 0,001 \times 100 \times 15 = 1.50 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A^u ; A^1_{\min} , A^2_{\min})$

A_u (cm ²)	A^1_{\min} (cm ²)	A^2_{\min} (cm ²)	A_{\max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
2.46	1.45	1.50	2.46	6HA10= 4.71

Tab.4.armatures ligitudinales

Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte tangente τ_u : BAEL91 (art A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} = \frac{23.36 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.19 \text{ Mpa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad (\text{BAEL91 art A.5.1,211})$$

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

$$\tau_u = 0.19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{Condition .Vérifier})$$

Les armatures de répartition :

$$A_t = A_L / 4$$

A_t (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
1.18	5T8= 2.51

Tab.5.armatures de repartition

Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2,42)

Armatures longitudinales :

$$S_t \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) \leq \min (45 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ Verifier}$$

Armatures transversales :

$$S_t \leq \min (4h ; 45 \text{ cm}) \leq \min (60 ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ Verifier}$$

Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5,1)

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.71}{100 \times 12} = 0.0039 < 0.0105 \dots\dots\dots \text{ Verifier}$$

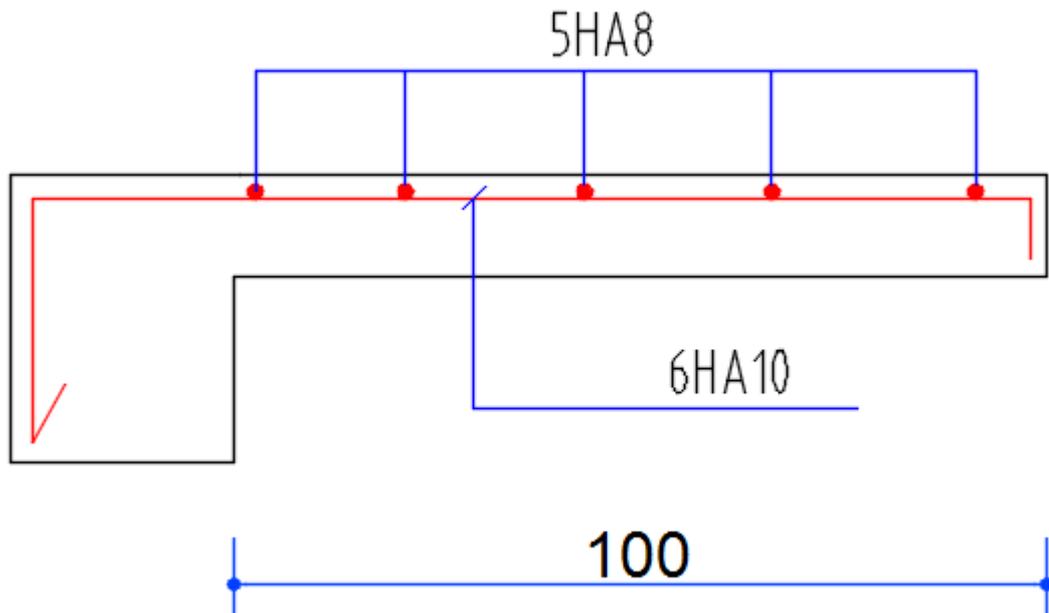


Fig7. Schema ferrillage balcon

III.4. Escalier

Combinaisons d'action :

E.L.U : $P_u = 1,35G + 1,5Q$

ELS : $P_{ser} = G + Q$

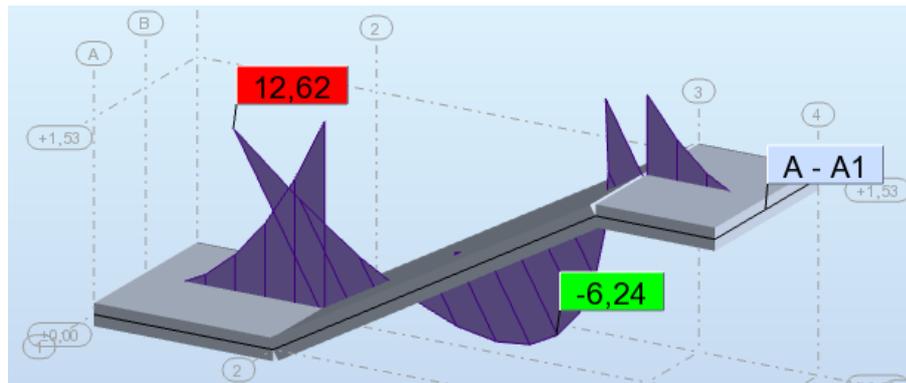


Fig8.Moments a L'ELU

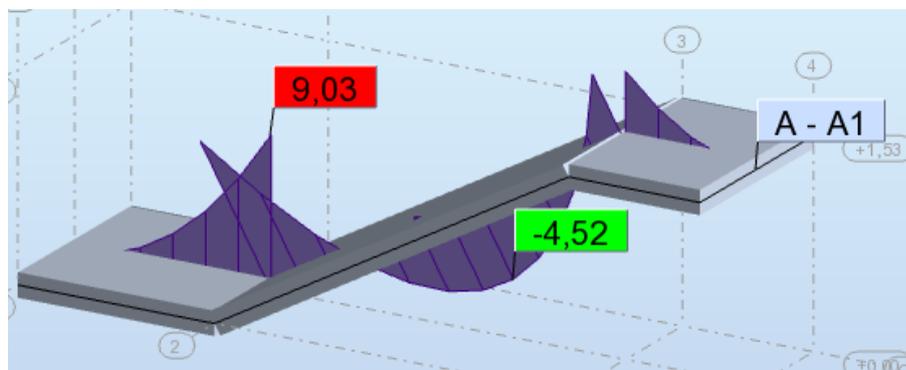


Fig.9.Moments a L'ELS

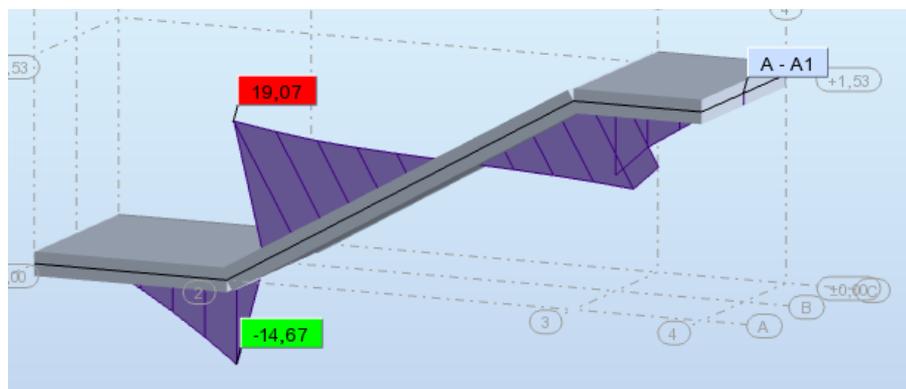


Fig.10.Efforts tranchants à L'ELU

Calcul de ferrailage :

Armatures longitudinales :

$$\mu < \mu \ell \Rightarrow \lambda = 0 \quad \text{avec : } A = \frac{M^u}{\beta d \cdot \sigma_s}$$

on propose que notre travaille avec T14 de diamètre =1.4 cm

E.L.U :

$F_e = 400 \text{ MPa}$, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$, $\bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa}$ $d = 18 - 3 - 0.7 = 14.30 \text{ cm}$

$$\mu \ell = 0.392 \quad ; \quad \text{avec : } \mu = \frac{M^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha) \quad , \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

	Mu (kN.m)	M	α	β
Travée	6.24	0.021	0.027	0.989
Appuis	12.62	0.043	0.055	0.978

Tab.6. resultat

E.L.S :

La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n’y a aucune vérification concernant σ_s .

la vérification de la contrainte max du béton n’est pas nécessaire si l’inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad , \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	Mu (kN.m)	Mser (kN.m)	γ	f_{c28} (MPa)	α	$\bar{\alpha}$	condition
En travée	6.24	4.52	1.38	25	0.169	0.440	vérifié
Sur appuis	12.62	9.03	1.40	25	0.067	0.450	vérifié

Tab.7.verification de la contrainte

Conditions de non fragilité :

Section minimale d’armatures : BAEL91 (art A.4.2,1)

$$A^1_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^1_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 14.3 \times \frac{2,1}{400} = 1.73 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

$$A^2_{\min} \geq 0,001 \times b \times h$$

$$A^2_{\min} \geq 0,001 \times 100 \times 18 = 1.80\text{cm}^2$$

Donc : $A = \max (A^u ; A^1_{\min} , A^2_{\min})$

	A_u (cm^2)	A^1_{\min} (cm^2)	A^2_{\min} (cm^2)	A_{\max} (cm^2)	A_{adp} (cm^2)
Travée	1.27	1.73	1.80	1.80	7HA12= 7.92
Appuis	2.59	1.73	1.80	2.59	7HA12= 7.92

Tab.8.Armatures de longitudinales

Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte tangente τ_u : BAEL91 (art A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{19.07 \times 10^3}{1000 \times 143} = 0.13\text{Mpa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad (\text{BAEL91 art A.5.1,211})$$

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

$$\tau_u = 0.13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{Condition .Vérifier})$$

Les armatures de répartition :

$$A_t = A_L / 4$$

	A_t (cm^2)	A_{adp} (cm^2)
Travée	1.98	6T8= 3.02
Appuis	1.98	6T8= 3.02

Tab.9.Armatures de repartition

Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2,42)

Armatures longitudinales :

$$S_t \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) \leq \min (51 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Travée: $S_t = \frac{100}{6} = 17 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Verifier}$

Appuis: $S_t = \frac{100}{6} = 17 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Verifier}$

Armatures transversales :

$$S_t \leq \min (4h ; 45 \text{ cm}) \leq \min (68 ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

Travée: $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Verifier}$

Appuis: $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ Verifier}$

Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5,1)

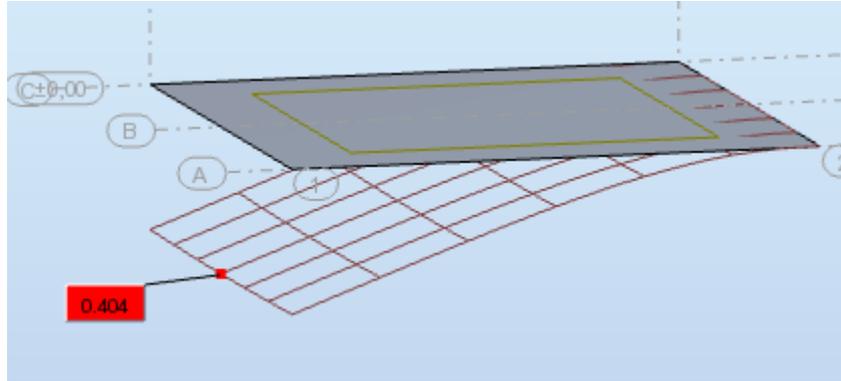


Fig.11.Flèche maximal de palier

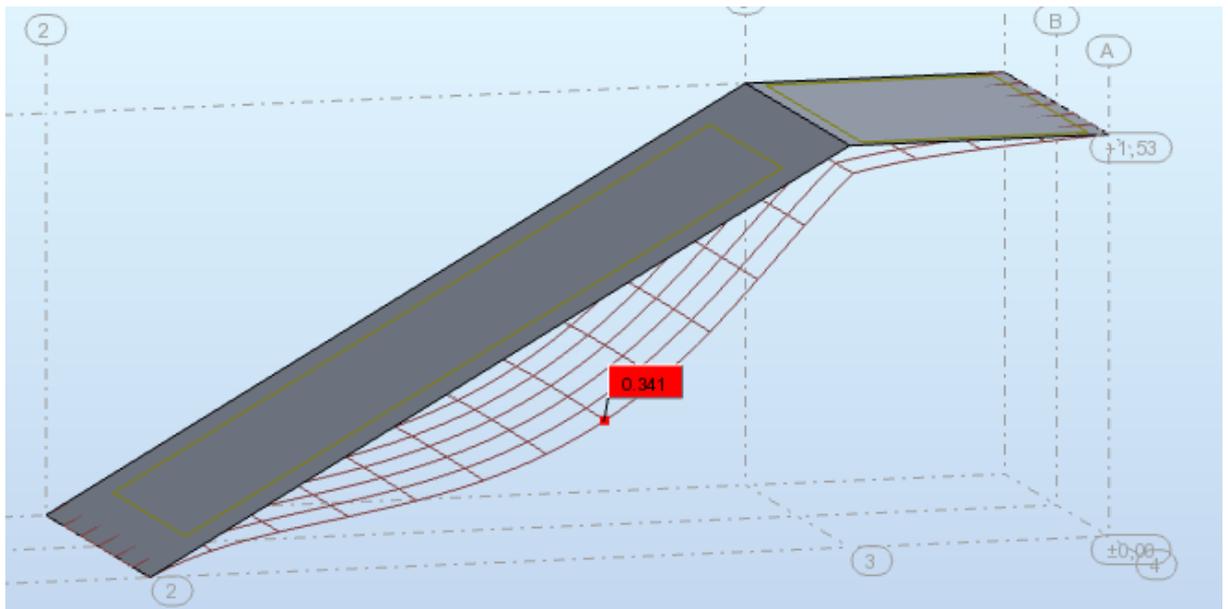


Fig.12.Flèche maximal de paillasse

$$\Delta f_t \leq \overline{f_{adm}}$$

Palier : $f_{adm} = \frac{l}{250} = 0.480 \text{ cm} > \Delta f_t = 0.404 \text{ cm} \quad C.V$

Paillasse : $f_{adm} = \frac{l}{500} = 0.820 \text{ cm} > \Delta f_t = 0.301 \text{ cm} \quad C.V$

III.5.palière**Etude de la poutre palière :**

La poutre palière sera partiellement encastré sur deux extrémité est soumise à la flexion plus une torsion, les charges qui la sollicitent sont due à sont poids propre ou poids du mur intérieur set la réaction de la volée d'escalier.

Dimensionnement :

$L = 4.70 \text{ m}$: la longueur de la poutre entre nus

$$L/15 \leq h \leq L/10 \implies 330/15 \leq h \leq 330/10 \implies 31.33 \leq h \leq 47$$

On adopte: $h = 45\text{cm}$

$$0.3 \times h \leq b \leq 0.4 \times h$$

$13.5 \text{ cm} \leq b \leq 18 \text{ cm}$ soit $b = 30 \text{ cm}$.

Pour avoir une bonne rigidité on adopte : une section de $(30 \times 45.0\dots) \text{ cm}^2$

Évaluation des charges :

Poids propre de la poutre palière : $G = 0.30 \times 0.45 \times 25 = 3.38 \text{ KN/ml}$

Réaction du paillasse et du palier : $R = \frac{q \cdot L}{2}$

Combinaison des charges :

E.L.U : $q_u = 1.35 (G1 + G2) + R_u \text{ paillasse} + R_u \text{ palier}$

E.L.S : $q_{ser} = (G1 + G2) + R_{ser} \text{ paill} + R_{ser} \text{ pal}$

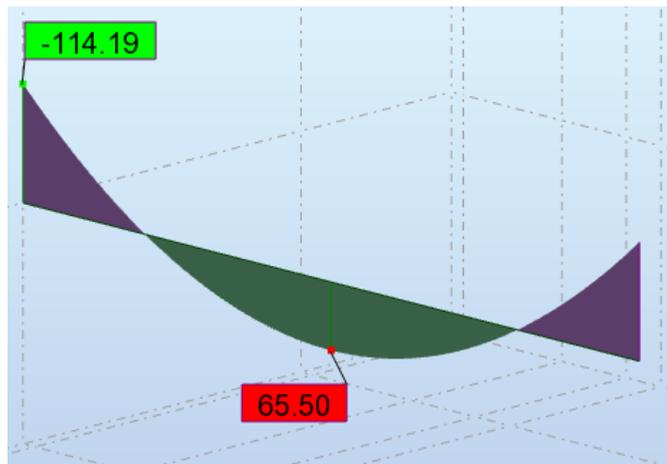


Fig13.Moments a L'ELU

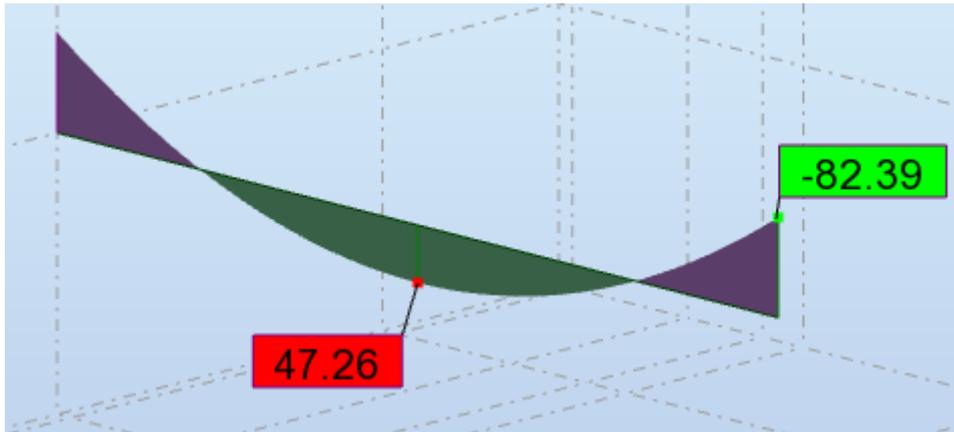


Fig14.Moments a L'ELS

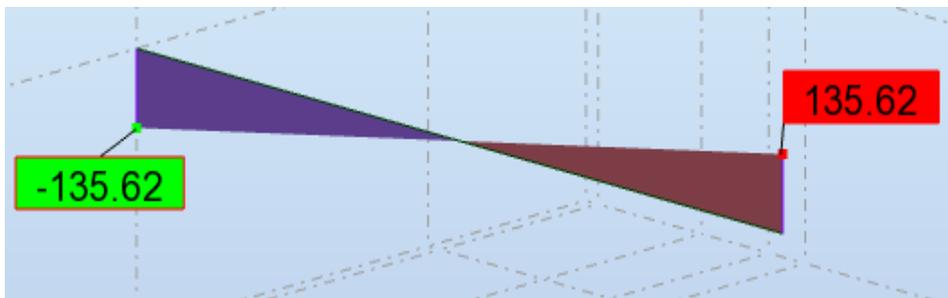


Fig15.Efforts tranchants à L'ELU

Détermination des moments :**E.L.U :**

$$M_o = 65.50 + 114.19 = 179.69 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 M_o = 0.85 \times 179.69 = 152.74 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.30 M_o = 0.30 \times 179.69 = 53.91 \text{ KN.m}$$

E.L.S :

$$M_o = 47.26 + 82.39 = 129.65 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 M_o = 0.85 \times 129.65 = 110.20 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.30 M_o = 0.30 \times 129.65 = 38.90 \text{ KN.m}$$

Ferrailage :

Le calcul se fait en flexion simple avec :

$$b = 30 \text{ cm} \quad h = 45 \text{ m} \quad d = 42 \text{ cm}$$

E.L.U :**En Travée**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{152740}{30 \times 42^2 \times 14.2} = 0.203$$

Donc : $\mu < \mu_l$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.287$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.885$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \sigma_s} = \frac{152740}{0.885 \times 42 \times 348} = 11.80 \text{ cm}^2$$

En appui

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \sigma_b} = \frac{53910}{30 \times 42^2 \times 14.2} = 0.072$$

Donc : $\mu < \mu_l$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.093$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.963$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \sigma_s} = \frac{53910}{0.963 \times 42 \times 348} = 3.83 \text{ cm}^2$$

E.L.S :

La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

	M _u (kN.m)	M _{ser} (kN.m)	γ	f _{c28} (MPa)	α	ᾱ	condition
En travée	152.74	110.20	1.39	25	0.287	0.445	vérifié
Sur appuis	53.91	38.90	1.39	25	0.093	0.445	vérifié

Tab.10. verification de la contrainte

Vérification nécessaire pour les poutres :

La condition de non fragilité :

$$A_{\min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}; f_e = 400 \text{ MPA.}$$

$$A_{\min} > 0.23 \times 30 \times 42 \times \frac{2,1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal d'armature :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 45 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section : $A_{\min} > 0.5\% \cdot b \cdot h$.

$$A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 45 \times 30 = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{cal} , A_{BAEL} , A_{\min}^{BAEL} , A_{\min}^{RPa})$$

Choix des barres :**En travée :**

$$A = \max (11.80 , 1.56 , 0.68 , 3.38)$$

$$A = 11.80 \text{ cm}^2 \quad \text{alors en adopte } \mathbf{6HA16} = 12.06 \text{ cm}^2$$

Au niveau des appuis :

$$A = \max (3.83 , 1.56 , 0.68 , 3.38)$$

$$A = 3.83 \text{ cm}^2 \quad \text{alors en adopte } \mathbf{3HA14} = 4.62 \text{ cm}^2$$

Vérification de la flèche :

$$\diamond \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\diamond \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\diamond \frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d}$$

$$\frac{h}{L} = 0.096 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \dots\dots\dots(\mathbf{CV})$$

$$\frac{h}{L} = 0.096 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.085 \quad \dots\dots\dots(\mathbf{CV})$$

$$\frac{4.2}{f_e} = 0.0105 > \frac{A}{b \times d} = 0.0096 \dots\dots\dots(\mathbf{CV})$$

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

➤ Armatures transversales : (la contrainte tangentielle)

$$\tau_u^{\max} = \frac{T_u^{\max}}{b \times d}$$

$\tau_u < \bar{\tau} = \min (0.2 f_{c28}/\gamma_b, 5\text{MPa})$ Pour une fissuration peu nuisible.

$$\bar{\tau} = 0.2 \times 25 / 1.5 = 3.33 \text{ Mpa}$$

Si $\tau_u = 1.07 < \bar{\tau}$ Alors la condition est vérifiée

Disposition constructives :

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales.

En zone nodale :

$$S_t \leq \min (h/4; 12\phi_t; 30\text{cm}) = 10\text{cm}.$$

En zone courante:

$$S_t \leq h/2 \rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

h: la hauteur de la poutre.

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

$$S_t \leq \min (37.80\text{cm}; 40\text{cm}) \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

Section minimale des armatures transversales: BAEL (A.5.1.23)

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} = 0,45 \text{ cm}^2$$

Condition exigée par le RPA2003 :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

Soit (cadre de **2T8** + un étrier de **2T8**) = **2.01 cm²**

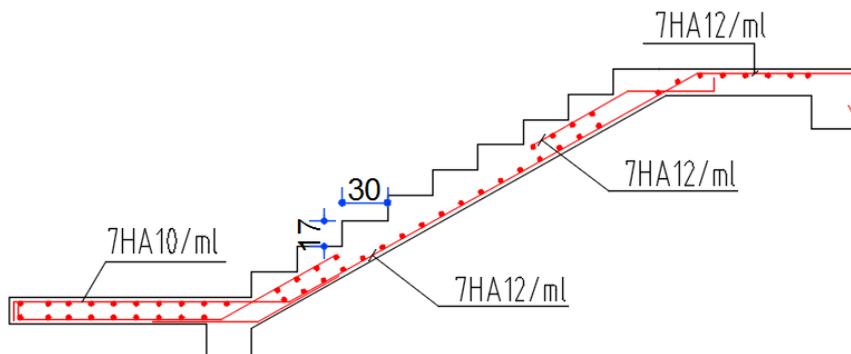


Fig.schema ferailage d'escalier

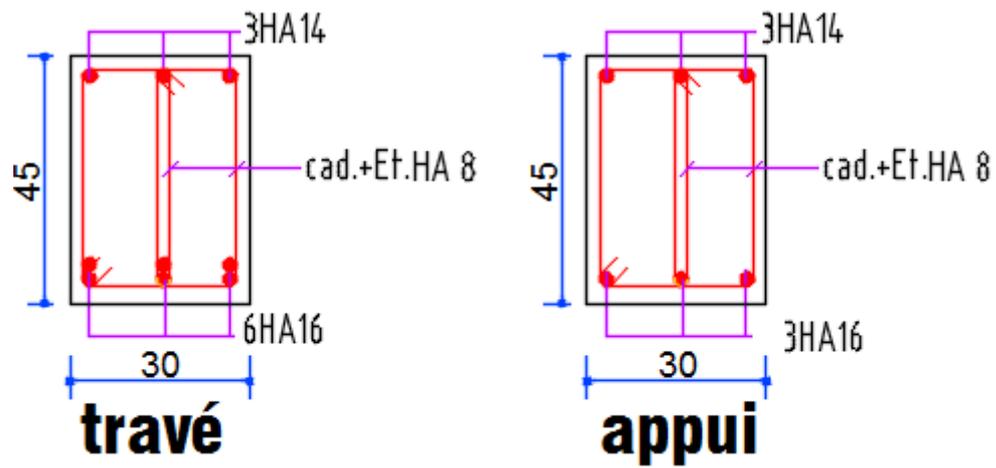


Fig schema ferailage la poutre palier

I.1.Introduction :

Ce projet consiste à étudier et calculer un bâtiment (R+9), contreventé par (voiles + portiques) à usage d'habitation. Il sera implanté dans la région de la Wilaya de Biskra classée en Zone I ,de faible sismicités selon Le Règlement Parasismique Algérien(R.P.A99 version 2003).

I.2.Les caractéristiques géométrique de l'ouvrage :

*** Description de l'ouvrage :**

Le bâtiment qu'on va étudier est constitué d'un RDC et 9 étage.

On va étudier un bâtiment constitué de :

- La hauteur de RDC = 3.06m.
- La hauteur d'étage = 3.06m
- Hauteur totale du Bâtiment sans l'acrotère : $H = 30.6$ m
- Hauteur totale du Bâtiment avec l'acrotère : $H = 31.20$ m.
- Longueur totale de Bâtiment : $L = 23.35$ m.
- Largeur du Bâtiment: $B = 14.26$ m.
- La circulation en élévation est assurée par un escalier et un ascenseur.
- Les cloisons et les murs extérieurs sont en brique creuses
- Terrasse inaccessible avec un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur.
- Le site est considéré comme sol ferme (S3) $\sigma_s = 1.6$ bar

I.3. Données de base :

I.3.1. Règles de calcul :

On utilise pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

- 1- réglés parasismique algérienne (RPA99version 2003 ; DTR-BC.2.48).
- 2- Charges permanentes et charges d'exploitations (DTR-BC.2.2).
- 3- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91).

I.3.2. Conception :

a) système porteur :

La structure est composée d'une ossature en béton armé pour laquelle on a proposé une structure à contreventement mixte (voile+portiques) pour répondre d'une part aux exigences du RPA qui vise d'assurer la rigidité de la structure vis-à-vis des efforts sismiques.

b) Poutres :

- Les poutres longitudinales (secondaires)
- Les poutres transversales (principales)

c) Poteaux :

Les poteaux sont 8 des éléments porteurs verticaux, leur rôle est de reprendre les efforts dus aux surcharge et charges ramenée par les poutres, et ensuite les transmettre aux fondations.

d) Maçonnerie :

- Les façades (murs extérieurs) sont constituées par une double paroi en briques creuses dont l'épaisseur (10+15) cm séparées par une lame d'air de 5 cm.
- Les murs intérieurs de 10 cm d'épaisseur en briques creuses.
- Le pourcentage des ouvertures dans le mur extérieur est estimé à 30%.

e) Revêtement :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers (avant le carrelage, il faut faire une couche de mortier de pose et lite de sable).
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.
- Céramique pour les salles d'eau.

f) Plancher :

Nous avons opté pour des dalles en corps creux pour les raisons suivantes:

- Les portées des poutres ne sont pas importantes.
- La facilité de réalisation
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force Sismique.

Cependant, les dalles des balcons sont pleines, puisqu'elles présentent des géométries plus ou moins complexes et qui sont difficiles à réaliser en corps creux.

g) Escaliers :

Ils sont consistés de paliers et paillasse en béton arme coulés sur place et réalisation s'effectuera d'étage par étage.

f)Acrotère :

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 60 cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur.

I.4. Caractéristiques Des Matériaux :

Le béton armé est le matériau principal utilisé pour la réalisation de la structure de notre ouvrage. Il est obtenu en robant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts aux quels le béton résiste mal.

Béton Armé = Béton + Aciers

Le béton armé est un mélange bien proportionné de deux matériaux différent

- Un matériau hétérogène qui est le béton.
- Un matériau homogène qui est l'acier.

I.3.1. Béton :**A) Définition :**

Le béton est constitué par un mélange de proportions convenables de granula (sable, gravier) avec du ciment et de l'eau et éventuellement des adjuvants.

B) Compositions :

Le béton qu'on va utiliser comprend pour 1 m³ :

* Ciment 350 kg/m³ { (CPA – CEMI 42.5 pour l'infrastructure Es).
(CPJ – CEMII/A 42.5 pour la superstructure)

* Gravier 800 kg/m³ ($\Phi \leq 25$ mm).

* Sable 400 kg/m³ ($\Phi \leq 5$ mm).

* Eau 180 L/ m³

C) Résistance Caractéristique :

- **En Compression (f_{cj})** :BAEL91 (art A.2.1, 11)

Pour l'établissement des projets, un béton est défini par une valeur de résistance à la l'âge de 28 jours notée f_{c28}

-pour $j \leq 28$ jours, on peut admettre que la résistance des bétons non traités thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

$$f_{cj} = \left[\frac{j}{4.76 + 0.83j} \right] f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$$

$$f_{cj} = \left[\frac{j}{1.40 + 0.95j} \right] f_{c28} \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$$

-pour $j > 28$ jours, on admet pour justifier la résistance des sections :

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} .$$

Pour notre projet on va prendre , :

La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.

•**En Traction F_{tj} :** BAEL91 (art A.2.1, 12)

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours est conventionnellement définie par la relation :

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} (\text{MPa}) \quad \text{si} \quad F_{tj} \leq 60 \text{ MPa}.$$

$$F_{t28} = 2,1 \text{ MPa}.$$

D). Déformation du béton :

D.1. Déformation Longitudinale du béton : BAEL91 (art A.2.1.2)

- E_{ij} : Le module de déformation longitudinale instantanée du béton (art A.2.1, 2.1).

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{(f_{cj})} (\text{MPa}) ; E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{(f_{c28})} = 32164,20 \text{ MPa}.$$

- E_{vj} : Le module de déformation différée à « j » jours, qui permet de calculer la déformation finale du béton BAEL91 (art A.2.1, 2.2).

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{(f_{cj})} (\text{MPa}) ; \quad E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{(f_{c28})} = 10818,86 \text{ Mpa}$$

D.2. Module de déformation transversale :

Sa valeur est donnée par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

D.3. Coefficient de poisson : BAEL91 (Art A.2.1, 3)

Il est défini par la relation :

$$\nu = \frac{\Delta/L}{\Delta L/L} = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

En général pour le béton : $\begin{cases} E.L.U: \text{béton fissuré } \nu = 0 \\ E.L.S: \text{béton non fissuré } \nu = 0.2 \end{cases}$

D.4. Diagramme Déformation - Contrainte du Béton :BAEL91 (art A.4 .3,4)

a). Diagramme parabole rectangulaire : BAEL91 (A.3.3.3, page54)

Pour les vérifications à l'état limite ultime, on doit utiliser pour le béton un diagramme dit « parabole- rectangle », et dans un but de simplification, en utilisant Le diagramme rectangulaire.

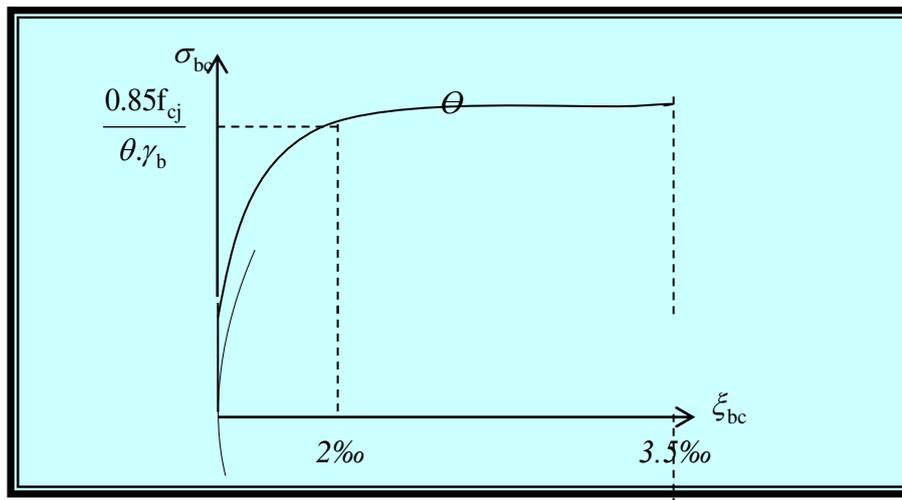


Fig.1. : Diagramme parabole rectangle

Diagramme déformation contrainte du béton à L'E.L.U.

$$\xi_{bc} = 2 \text{‰} \frac{\overline{\sigma}_{bc}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Θ : Coefficient tenant compte de la durée d'application de la charge

- 1 pour une durée d'application >24 h.
- 0.9 Pour $1 \leq \text{durée} \leq 24$
- 0.8 Si durée < 1 h

γ_b : est un coefficient de sécurité qui tient compte d'éventuels défauts localisés dans le béton.

- $\gamma_b = 1.15$Pour les situations accidentelles.
- $\gamma_b = 1.5$Pour les autres cas

b) Contraintes limite du béton en compression :

-Etat limite d'ultime :

La sollicitation de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables. La contrainte limite du béton en compression est :

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1.15$ (action courante) $\rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 18.50 MPa$.

$\gamma_b = 1.5$ (action accidentelle) $\rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 14.20 MPa$.

-Etat limite de service :

La contrainte de compression de béton à l' E .L .S est limitée par σ_{bc} avec

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} \sigma_{bc} = \Rightarrow 15 MPa$$

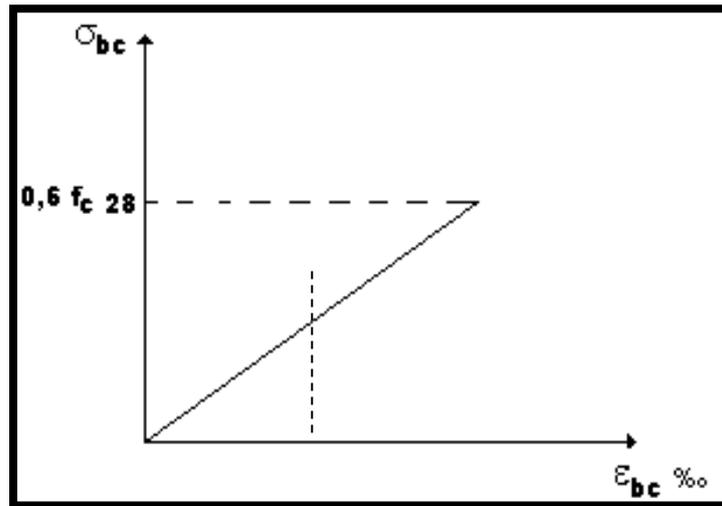


Fig.2.: Diagramme de contrainte limite du béton en compression

Diagramme déformation contrainte du béton à L'E.L.S.

ACIER:BEAL91(art.A.2.2.)

L'acier est alliage fer – carbone, il répond aux efforts de traction, de compression, de cisaillement, et de torsion. Il ne réagit pas chimiquement avec le béton, il a le même coefficient de dilatation thermique que celui du béton, et il présente une bonne qualité d'adhérence avec le béton.

On distingue deux types d'acier selon leur état de surface :

- Les barres à haute adhérence (HA) de nuance $FeE400$.
- Treillis soudés en fils lisse $TLE 520$.

Le module d'élasticité longitudinale : $E_s = 2.10^5 MPa$.

a). Diagramme Déformations Contraintes :BAEL91 (art A.2.2, 2)

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limite on remplace le diagramme réel par le diagramme conventionnel qui est valable pour tous les aciers.

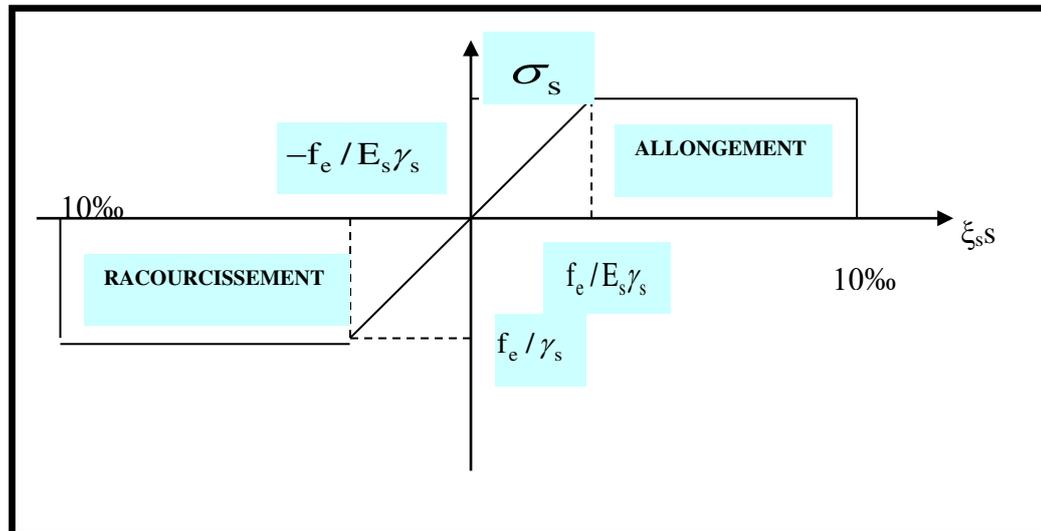


Fig.3. Diagramme Déformation Contrainte d'acier

Le diagramme $(\sigma_s; \varepsilon)$ adopté par les règles (B.A.E.L91) à la forme ci-dessus.

Avec :

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa.}$$

$$\varepsilon_{se} = (f_e / \gamma_s) E_s.$$

f_e : La limite d'élasticité des aciers utilisés.

Pour les calculs aux états limites, on tient compte du coefficient de sécurité γ_s .

$$\text{Avec : } \begin{cases} \gamma_s = 1 & \text{Pour la situation accidentelles.} \\ \gamma_s = 1.15 & \text{Pour les autres cas} \end{cases}$$

b) Contrainte limite d'acier :

- Etat limite ultime

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \begin{cases} 400 \text{ MPa} & \text{pour les rond lisses} \\ 348 \text{ MPa} & \text{pour les aciers haute adhérence} \end{cases} ;$$

- **La contrainte limite service :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{cas de fissuration peut préjudiciable : } \bar{\sigma}_s = f_e / \gamma_s = 348 \text{ MPa.} \\ \text{cas de fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = 266.67 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Avec : η coefficient de fissuration.

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{: ronds lisses} \\ 1.6 & \text{: acier haute adhérence } (\Theta \geq 6 \text{ mm}) \\ 1.3 & \text{: acier haute adhérence } (\Theta \leq 6 \text{ mm}) \end{cases}$$

c). Contrainte tangente limite ultime : BEAL91 Art (A-5-1.2)

Cas de l'armature Transversale droit ($\alpha = 90^\circ$)

* fissuration peu nuisible $\rightarrow \tau_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right]$

* fissuration préjudiciable ou très préjudiciable $\rightarrow \tau_u = \min \left[0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right]$

* Cas des armatures inclinés à $45^\circ \rightarrow \tau_u = \min \left[0.27 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 7 \text{ MPa} \right]$

* Cas des dalles $\rightarrow \tau_u = \left[0.07 \frac{f_{c28}}{\lambda_b} \right]$, (art, A .4.5.2, 2)

II.1. Pré-dimensionnement

II.1.1. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour objet, “calcul préliminaire” des sections des différents éléments résistants dans le plan d’architecture les sections prédéfinies peuvent être modifiées en cas de non vérification des conditions préconisées par les règlements en vigueur (RPA 99, 2003), (BAEL 91 et 83) et (CBA 93).

II.1.2. Les poteaux:

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux, leurs fonctions principales est de reprendre les efforts dus aux charges et surcharges ramenées par les poutres est ensuite les transmettez aux fondations.

Ils sont en général de forme carrée ou de forme rectangulaire.

D’après le RPA99/version 2003, Art.7.4.1, page 43 les dimensions des sections transversales des poteaux doivent respecter les dimensions suivantes :

Pour la zone sismique I :

1. $\text{Min}(b,h) \geq 25$
2. $\text{Min}(b,h) \geq H_e/20$
3. $\frac{1}{4} < b/h < 4$

Avec : H_e = Hauteur d’étage.

On propose $(50 \times 60) \text{cm}^2$

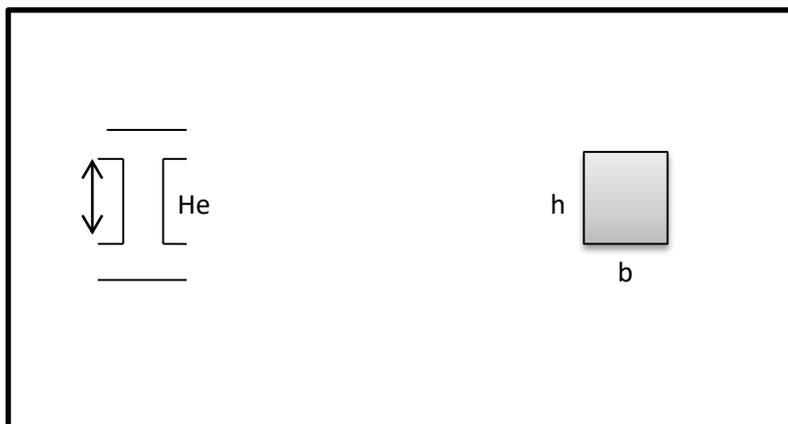


Fig.1 : Coffrage des poteaux

❖ **Lavérification:**

$$\text{Min}(60,50) = 40 \geq 25 \text{ C.V}$$

$$\text{Min}(50,60) = 50 \geq 306 - 40/20 = 13.3 \text{ C.V}$$

$$1/4 < 60/50 = 0.83 < 4 \text{ C.V}$$

Alors on adopte les dimensions (50×60) cm² pour RDC et les 9 étages.

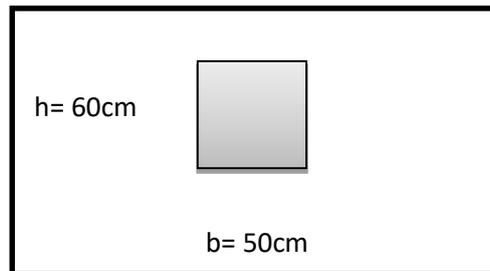


Fig.2 : la section du poteau adoptée.

II.1.3. Les planchers:

Les planchers déterminent les différents niveaux d'une construction.

Ils s'appuient sur des éléments porteurs. Ils jouent le rôle :

- De plate-forme porteuse pour l'étage considéré.
- De toit pour l'étage sous-jacent.
- D'écran permettant le confort de l'habitation.
- D'élément de stabilité.

Dans notre projet on distingue un seul type de plancher.

➤ Plancher à corps creux.

Condition de flèche : BAEL 91 (art B.6.8.424) P 191.

L'épaisseur de plancher est conditionnée par :

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{20.55} \rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.50} = \frac{530}{22.50} = 23.55 \text{ cm, Soit : } e=24 \text{ cm}$$

$e = 4\text{cm}$ (hauteur de la dalle de compression) selon **BAEL (art B.6.8.423) P 190.**

II.1.4. Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

Soit $b_0 = 10\text{cm}$

L'hourdis choisi est normalisé de hauteur 30cm et de longueur 55cm.

$$\left\{ \begin{array}{l} L_n = \frac{55}{2} = 27.5\text{cm} \\ b_1 = \text{Max} \quad b_1 = 27.5\text{cm.} \quad \longrightarrow \\ \frac{L}{10} = \frac{530}{10} = 5.3\text{cm} \\ b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 = 65\text{cm.} \end{array} \right.$$

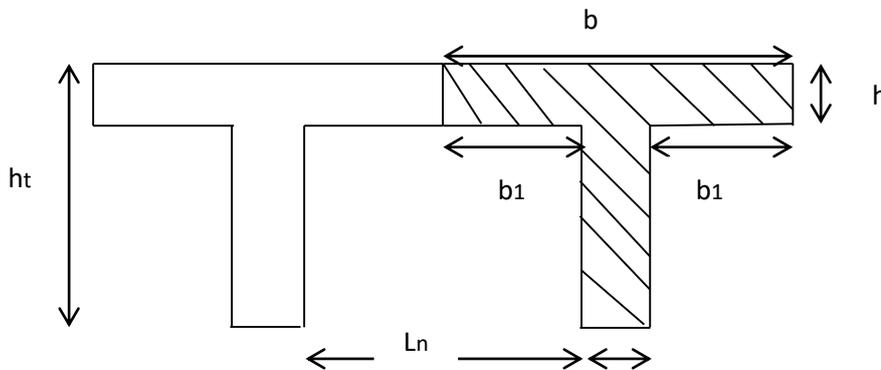


Fig.3: Schéma des poutrelles.

4.1. Les poutres principales : Selon BAEL 83 exercices, page 157 :

$$h = (L/16 ; L/10)$$

L : Plus grande portée dans le sens considéré.

$$h = (530/16 ; 530/10)$$

$$h = (33.125 ; 53) \rightarrow \text{On prend donc : } h = 45\text{cm.}$$

$$b = (0.6 ; 0.3)h = (0.6 \times 45 ; 0.3 \times 45) = 27 ; 13.5 \rightarrow \text{on prend donc } b = 35\text{ cm}$$

D'après le RPA99/version 2003, les poutres doivent respecter les dimensions

Suivantes :

1. $b \geq 20\text{cm}$ $35 \geq 20\text{cm}$ C.V
2. $h \geq 30\text{cm}$ $45 \geq 30\text{cm}$ C.V
3. $h/b \leq 4$ $45/35 = 1.14 \leq 4$ C.V

Donc : les dimensions retenues pour les poutres sont : **h = 45 cm, b = 35 cm.**

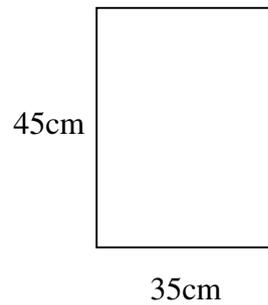


Fig.4.: la section de la poutre principale adoptée.

4.2. Les poutres secondaires : Selon BAEL 83 exercice, page 157 :

$$h = (L/16 ; L/10)$$

L : Plus grande portée dans le sens considéré.

$$h = (530/16 ; 530/10) = (33.12 ; 53)$$

$$\rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

$$b = (0.6 ; 0.3)h = (0.6 \times 40) ; 0.3 \times 40 = 24 ; 12 \rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

D'après le RPA99/version 2003, les poutres doivent respecter les dimensions suivantes :

1. $b \geq 20 \text{ cm}$ $30 \geq 20 \text{ cm}$ C.V
2. $h \geq 30 \text{ cm}$ $40 \geq 30 \text{ cm}$ C.V
3. $h/b \leq 4$ $40/30 = 1.33 \leq 4$ C.V

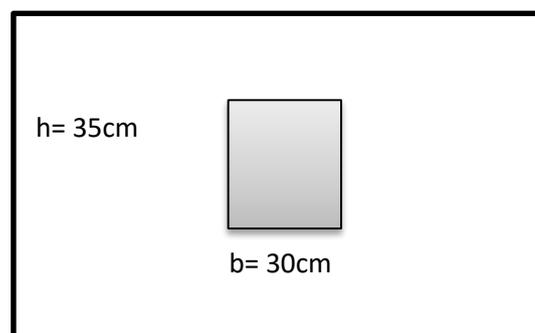


Fig.5.: la section de la poutre secondaire adoptée.

4.3. Les voiles:

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article 7.7.1 de RPA99/version2003, page 47.

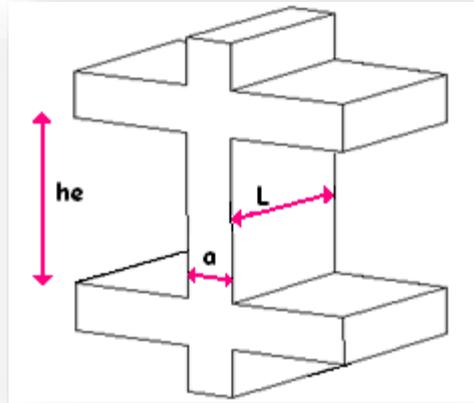


Fig. 6. : coupe en élévation du voile.

Avec : a = l'épaisseur du voile.

H_e = hauteur d'étage.

L = Longueur du voile.

Ils sont considérés comme des éléments linéaires, leur épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, il doit être déterminé en fonction de la hauteur d'étage H_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

$$e \geq \{306-40/25 ; 306-40/22\} = e \geq 10.64 ; 12.09$$

Soit un voile de : **20cm** dans les deux sens.

II.1.5. L'acrotère :

L'acrotère est un élément de protection qui se trouve à la hauteur du bâtiment sous forme d'un mur périphérique réalisé en béton armé, il est assimilé en une console encastree dans le plancher par son poids et la charge de la main courante.

5.1. Son rôle :

- Empêche l'écoulement de l'eau.
- A un aspect esthétique.
- Protection des personnes.

On prend pour la terrasse accessible : $H = 60$ cm

5.2. Sa surface :

$$S = 60 \cdot 10 + (10 \cdot 3 / 2) + 10 \cdot 7$$

$$S = 685 \text{ cm}^2$$

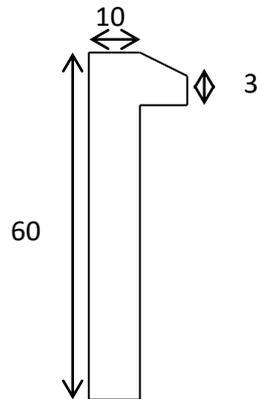


Fig.7. : dimensions de l'acrotère.

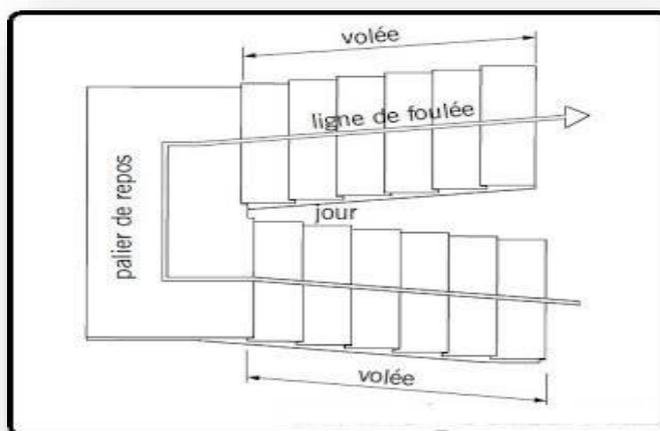
II.1.6. Les escaliers

6.1. Définition :

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, les degrés, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

❖ **Type d'escalier :** C'est un escalier droit à deux volées.

Fig.8. : escalier à deux volées.



6.2. Dimensionnement : BAEL83 page 379

Pour qu'un escalier garantie sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- La hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18 cm.
- La largeur g se situe entre 24 et 32cm.
- La formule de BLONDEL : $59 \leq g+2h \leq 66$

2.1.La marche et la contre marche :

$$14 \leq h \leq 18 \text{ cm} \rightarrow h=17$$

$$25 \leq g \leq 32 \text{ cm} \rightarrow g=30$$

h : hauteur de la contre marche

g : largeur de marche (giron).

$$2h+g = 2 \times 17 + 30 = 64 \rightarrow 59 < 64 < 66 \quad \text{C.V}$$

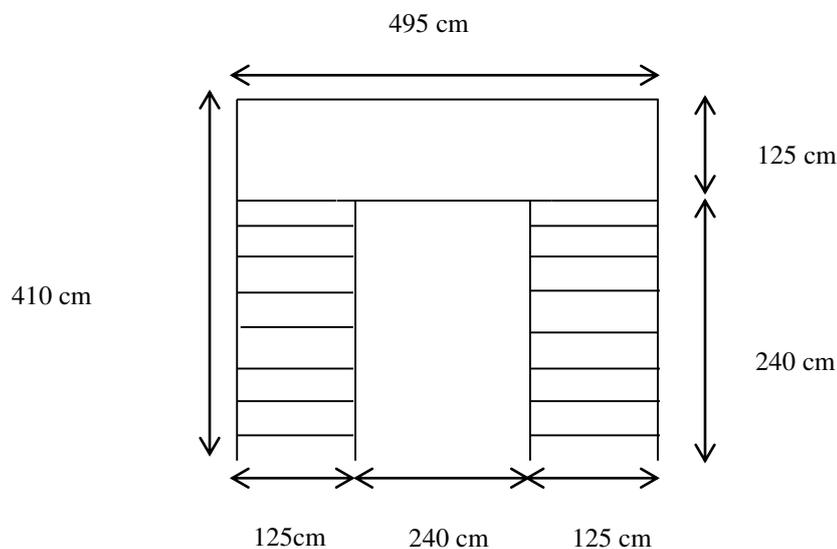


Fig. 9. dimensions de l'escalier.

2.2.Nombre de contres marches:

$$n=H/h$$

n : nombre de contre marche.

H : hauteur d'étage.

h : hauteur de la contre marche

$$n=3.06/0.17= 18$$

Donc chaque volée contient 9 marches.

6.3. Longueur de la volée:

$$L= (n-1)g= 8 \times 30= 240 \text{ cm}$$

6.4. Inclinaison de la paillasse:

$$\tan \alpha = H/L = 153/240 = 0.64 \rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

$$\text{Avec: } H = 9 \times 17 = 1.53 \text{ m}$$

$$\cos \alpha = L/l \rightarrow l = L / \cos \alpha = 240 / \cos 32.52 = 285 \text{ cm} = 2.85 \text{ m}$$

6.5 Épaisseur de la paillasse et du palier:

$$\text{On a } L' = 2.85 + 1.5 = 4.35 \text{ m}$$

$$L' / 30 \leq e \leq L' / 20$$

$$435 / 30 \leq e \leq 435 / 20$$

$$14.5 \leq e \leq 21.75 \rightarrow e = 18 \text{ cm}$$

6.6. Poutre palière :

Selon BAEL 83 exercice page 157 :

La hauteur :

$$h = (1/10 ; 1/15)L$$

$$= (1/10 ; 1/16)60$$

$$= (60 ; 37.5) \dots \dots 60 \leq h \leq 37.5$$

Selon RPA99 version 2003 page 49 zone I. $h \geq 30 \rightarrow h = 45$

La largeur :

$$b = (0.3 ; 0.5)h$$

$$b = (0.3 ; 0.5) 45$$

$$b = (13.5 ; 22.5)$$

Selon RPA99(2003)

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

On prend $b = 30$

Vérification : selon RPA

$$h/b \leq 3 \rightarrow 45 / 30 = 1.5 < 3 \text{ C.V}$$

II.2. Charges permanentes et surcharges

1-Acrotere:

1-1-Evaluation des charges

G : poids de l'acrotère par mètre linéaire.

- **La surface de l'acrotère est :**

$$S = 685 \text{ cm}^2$$

- **Le poids propre de l'acrotère est :**

$$G_1 = S \times \gamma \times 1 = 0.0685 \times 25 = 1.71 \text{ kN/ml}$$

$$G_2 = (0.6 + 0, 1 + 1.4 + 0, 07 + 0, 104) \times 0.02 \times 20 = 0.91 \text{ kN/ml}$$

$$G = G_1 + G_2 = 1.71 + 0.91 = \mathbf{2.62 \text{ kN/ml}}$$

1-2-Evaluation des surcharges:

D'après **D.T.R BC 2.2: page 20**

Q : force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante est 1 Kn/ml

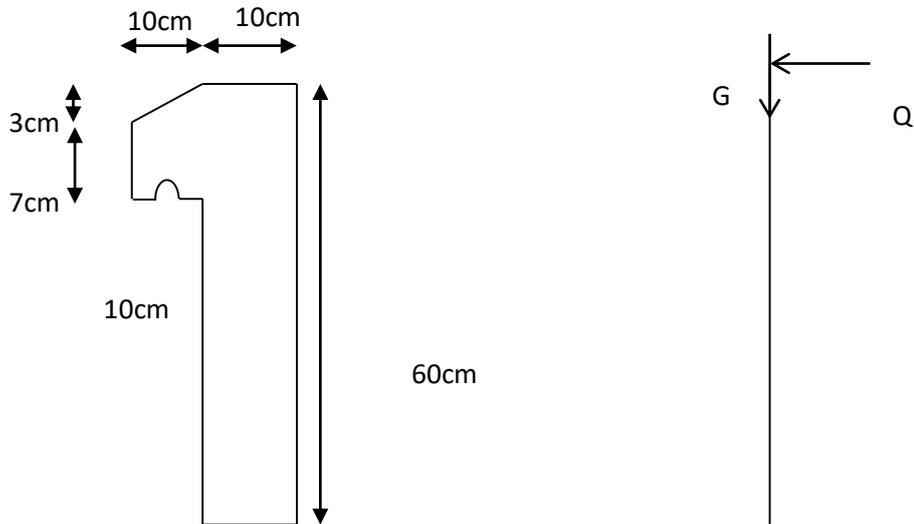


Fig.10.Schéma statique de l'acrotère.

2-Escalier :

2-1-Pour la paillasse :

-Charge permanente : (DTRB.C2.2)

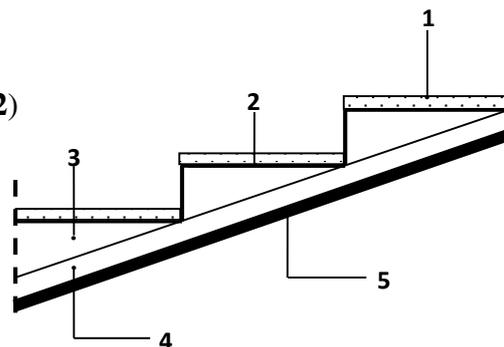


Figure .11.: Charge permanente de la paillasse

Tableau.1. : charge permanente de la paillasse.

Désignation	e(m)	γ (kn/m ³)	G (kn/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Poids des marches	0.17/2	22	1.87
Poids de la paillasse	0.18/cos alfa	25	5.34
Enduit en plâtre	0.01	10	0.1
Totale			8.11 = 8

-Surcharge d'exploitation : (DTRB.C2.2),page 20 : $Q= 2.5 \text{ Kn/m}^2$

2-2-Pour le palier de repos :

-Charge permanente : (DTRB.C2.2)

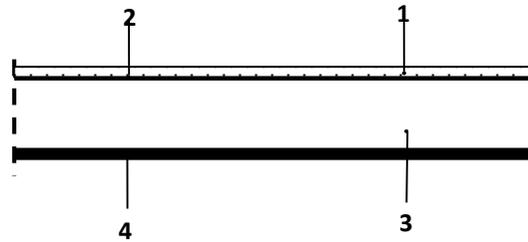


Fig .12.: Charge permanente du palier de repos

Tableau.2 : charge permanente du palier.

Désignation	e(m)	$\gamma \text{ (kn/m}^3\text{)}$	G (kn/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Poids du palier	0.18	25	4.5
Enduit en plâtre	0.01	10	0.1
Totale			5.4 = 6

-Surcharge d'exploitation : (DTRB.C2.2) : $Q= 2.5 \text{ Kn/m}^2$

3-Planchers :

3-1-Plancher terrasse inaccessible :

Tableau.3 : charge permanente de la terrasse inaccessible.

Désignations	e(m)	γ (kn/m ³)	G (kn/m ²)
2-gravée	0.05	20	1.00
4-Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
5-Isolation thermique	0.04	4	0.16
6-Forme de pente	0.10	22	2.2
7-Plancher	0.24	/	3.2
8-Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Totale			5.70

-Surcharge d'exploitation : (DTRB.C2.2) : $Q= 1.5 \text{ Kn/m}^2$

3-1-Plancher étage courant:

-Charge permanente : (DTRB.C2.2)

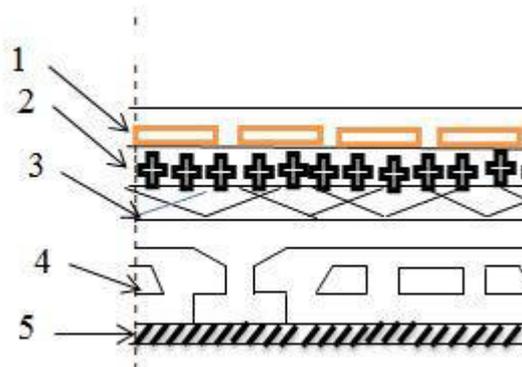


Fig.13. : les charges d'étage courant.

Tableau.4 : charge permanente d'étage courant.

Désignation	e (m)	γ (kn/m ³)	G (kn/m ²)
1-Carrelage	0.02	20	0.4
2-Mortier de pose	0.02	20	0.4
3-Lit de sable	0.02	18	0.36
4-Corps creux	0.24	/	3.2

5-Enduit plâtre	de	0.02	10	0.2
6-Cloisons		/	/	1
Totale				5.56

-Surcharge d'exploitation : (DTRB.C2.2) :

Tableau.II.5 : surcharge de RDC et étage courant.

Étages	Usage	Q (KN/m ²)
R.D.C	administratif	2.5
1^{ème} – 9^{ème}	Habitation	1.5

4-Murs extérieurs en maçonnerie :

-Charge permanente : (DTRB.C2.2)

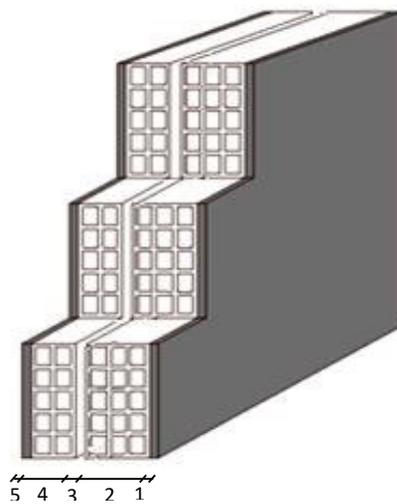


Fig.14. :dimensions du mur extérieurs (doubles parois en briques creuses).

Tableau.6 : charge permanente du mur.

Matériaux	e (m)	γ (kn/m ³)	G (kn/m ²)
Enduit de ciment	0.02	20	0.4
Brique creuse	0.15	/	1.3
Ame d'aire	0.05	/	/
Brique creuse	0.10	/	0.9
Enduit en plâtre	0.01	12	0.18
Totale			2.78

II.3. La descente des charges :

1-Introduction :

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui reviennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation.

Les charges considérées concernent les charges permanentes et les charges d'exploitations

2-Rôle de descente de charge :

- Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations.
- Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux, voiles).

3-Charges et surcharges :

Tableau.7 : charges permanentes et surcharges.

	Charges permanentes (Kn/m ²)	Surcharges(Kn/m ²)
Plancher-terrasse	5.06	1.5
Plancher étage courant	5.56	Etage a usage d'habitation=1.5
Acrotère	2.62	1
Escalier	Paillasse=8.11 Palier= 5.4	2.5
Mur extérieur	2.78	/

4-Loi de dégression : selon DTR B.C.2.2 page 17 :

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

- Sous toit ou terrasse : Q_0
- Sous dernier étage (étage 1): $Q_0 + Q_1$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage 2) : $Q_0 + 0.95 (Q_1+Q_2)$
- $Q_0 + 0.9 (Q_1+Q_2 + Q_3)$
- $Q_0 + 3+n/2n (Q_1+Q_2 + Q_n)$

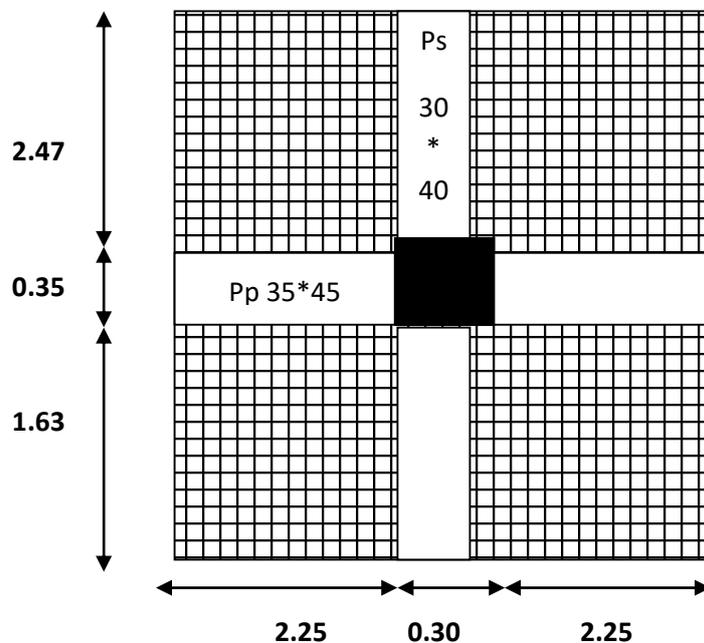
5-Descente des charges sur les poteaux:**5.1. Poteau intermédiaire : (C-3)**

Fig.15. : Dimensions du poteau intermédiaire.

- **Surface afférente:**
- surface afferante pour la charge permanente

$$G = (2.50+2.50). (2.47+1.63) = 20.5\text{m}^2$$

surface afferante pour la charge d'exploitation

$$Q_T = (2.50+2.50+0.30) (2.47+1.63+0.35) = 23.58 \text{ m}^2$$

$$Q_{ET}=(23.58)-(0.5*0.6)=23.28 \text{ m}^2$$

Niveau	Elément	G(KN/m)	Q(KN/m)
1	La charge G: Plancher T= $G.S_{aff}=5.70*20.5=116.85$ Poutre pp= $b.h.l.\gamma_{BA}=0.35*0.45*4.5*25=17.71$ Poutre pS= $b.h.l.\gamma_{BA}=0.3*0.40*3.9*25=11.7$ Poteaux= $0.5*0.6*25*3.06=22.95$ La surcharge Q: Plancher T= $Q.S_{aff}=23.58*1=23.58$	169.21	23.58
	Total	169.21	23.58
2	Plancher EC= $G.S_{aff}=5.56*20.5=113.98$ Poutre pp= $b.h.l.\gamma_{BA}=0.35*0.45*4.5*25=17.71$ Poutre pS= $b.h.l.\gamma_{BA}=0.3*0.40*3.9*25=11.7$ Poteaux= $0.5*0.6*25*3.06=22.95$ La surcharge Q: Plancher E= $Q.S_{aff}=23.28*1.5=34.92$	166.34	34.92
	Total	335.55	58.5
3	Plancher EC= $G.S_{aff}=5.56*20.5=113.98$ Poutre pp= $b.h.l.\gamma_{BA}=0.35*0.45*4.5*25=17.71$ Poutre pS= $b.h.l.\gamma_{BA}=0.3*0.40*3.9*25=11.7$ Poteaux= $0.5*0.6*25*3.06=22.95$ La surcharge Q: $23.28*1.5*0.9=31.42$	166.34	31.42
	Total	501.89	89.92
4	Plancher EC= $G.S_{aff}=5.56*20.5=113.98$ Poutre pp= $b.h.l.\gamma_{BA}=0.35*0.45*4.5*25=17.71$ Poutre pS= $b.h.l.\gamma_{BA}=0.3*0.40*3.9*25=11.7$ Poteaux= $0.5*0.6*25*3.06=22.95$ La surcharge Q: $23.28*1.5*0.8=27.93$	166.34	27.93
	Total	668.23	117.85
5	Plancher EC= $G.S_{aff}=5.56*20.5=113.98$ Poutre pp= $b.h.l.\gamma_{BA}=0.35*0.45*4.5*25=17.71$	166.34	24.44

	Poutre $pS = b \cdot h \cdot l \cdot \gamma_{BA} = 0.3 \times 0.40 \times 3.9 \times 25 = 11.7$ Poteaux $= 0.5 \times 0.6 \times 25 \times 3.06 = 22.95$ La surcharge Q: $23.28 \times 1.5 \times 0.7 = 24.44$		
	Total	834.57	142.29
6	Plancher $EC = G \cdot S_{aff} = 5.56 \times 20.5 = 113.98$ Poutre $pp = b \cdot h \cdot l \cdot \gamma_{BA} = 0.35 \times 0.45 \times 4.5 \times 25 = 17.71$ Poutre $pS = b \cdot h \cdot l \cdot \gamma_{BA} = 0.3 \times 0.40 \times 3.9 \times 25 = 11.7$ Poteaux $= 0.5 \times 0.6 \times 25 \times 3.06 = 22.95$ La surcharge Q: $23.28 \times 1.5 \times 0.6 = 20.95$		138.72
	Total	1000.91	163.24
7	Plancher $EC = G \cdot S_{aff} = 5.56 \times 20.5 = 113.98$ Poutre $pp = b \cdot h \cdot l \cdot \gamma_{BA} = 0.35 \times 0.45 \times 4.5 \times 25 = 17.71$ Poutre $pS = b \cdot h \cdot l \cdot \gamma_{BA} = 0.3 \times 0.40 \times 3.9 \times 25 = 11.7$ Poteaux $= 0.5 \times 0.6 \times 25 \times 3.06 = 22.95$ La surcharge Q: $23.28 \times 1.5 \times 0.5 = 17.46$	166.34	17.46
	Total	1167.25	180.7
8	Plancher $EC = G \cdot S_{aff} = 5.56 \times 20.5 = 113.98$ Poutre $pp = b \cdot h \cdot l \cdot \gamma_{BA} = 0.35 \times 0.45 \times 4.5 \times 25 = 17.71$ Poutre $pS = b \cdot h \cdot l \cdot \gamma_{BA} = 0.3 \times 0.40 \times 3.9 \times 25 = 11.7$ Poteaux $= 0.5 \times 0.6 \times 25 \times 3.06 = 22.95$ La surcharge Q: $23.28 \times 1.5 \times 0.5 = 17.46$	166.34	17.46
	Total	1333.59	198.16

9	Plancher EC=G.S _{aff} =5.56×20.5= 113.98	166.34	17.46
	Poutre pp=b.h.l.γ _{BA} =0.35×0.45×4.5×25=17.71		
	Poutre pS= b.h.l.γ _{BA} = 0.3×0.40×3.9×25= 11.7		
	Poteaux= 0.5 ×0.6 ×25×3.06=22.95		
	La surcharge Q: 23.28×1.5×0.5=17.46		
Total	1499.93	215.62	
10	Plancher EC=G.S _{aff} =5.56×20.5= 113.98	166.34	17.46
	Poutre pp=b.h.l.γ _{BA} =0.35×0.45×4.5×25=17.71		
	Poutre pS= b.h.l.γ _{BA} = 0.3×0.40×3.9×25= 11.7		
	Poteaux= 0.5 ×0.6 ×25×3.06=22.95		
	La surcharge Q: 23.28×1.5×0.5=17.46		
Total	1666.27	223.08	

6-Vérification de la section des poteaux:**1- Poteau intermédiaire (C3)**

Selon BAEL 91 (art.B.8.4.1) P 102

$$N_u < N_{ultm}$$

$$N_{ultm} = \alpha \left[\frac{Br.Fc28}{0.9\gamma_b} + A \frac{Fe}{\gamma_s} \right] =$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$G = 1666.27 \text{ KN/m} \quad Q = 223.08 \text{ KN/m}$$

$$N_u = 1.35(1666.27) + 1.5(223.08) = 2362.13 \text{ KN}$$

$$N_u = 2362130 \text{ N}$$

$$B_r = (60-2)(50-2) = \text{cm}^2 = 2304 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 0.8(60 \times 50) / 100 = 20 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

Calcul de α :

$$B = 60 \times 50 = 2500 \text{ cm}^2,$$

$$I_{\min} = 50 \times 60^3 / 12 = 303750 \text{ cm}^4$$

$$i_{\min} = \sqrt{I_{\min} / B} = \sqrt{303750 / 1800} = 12.99 \text{ cm}$$

$$l_f = 0.7 \times l = 0.7 \times 306 = 214.2 \text{ cm}$$

$$\lambda = l_f / i_{\min} = 214.2 / 12.99 = 16.48 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow \alpha = 0.81$$

Donc

$$N_{\text{ultm}} = 0.81 \left[\frac{2304 \times 10^2 \times 25}{0.8 \times 1.5} + 14.4 \times 10^2 \frac{400}{1.15} \right] = 3892068.3$$

$$N_u = 2362130 \text{ N} < 3892068.3 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Selon **RPA99V2003 (art7.4.3.1) P 44:**

$$V = N_d / B_c f_{c28} < 0.3 \quad N_d = G + Q = G + Q = \underline{1522955} + 224400 = 1747355 \text{ N}$$

$$V = 1747355 / 500 \times 500 \times 25 = 0.27 < 0.3 \dots \dots \dots \text{C. V}$$

DONC les conditions sont vérifiées on adopte poteaux 50*60cm²

Conclusion

Le présent projet s'est effectué à base de deux critères, à savoir la résistance des éléments porteurs d'un bâtiment et la stabilité de sa forme vis-à-vis des différentes sollicitations pour assurer la sécurité des usagers et l'adaptation des solutions économiques.

Après avoir étudié ce projet, on a constaté que :

➤ Pour la disposition et comportement des voiles :

- La disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à placer dans la structure, elle a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.

- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques"

➤ Pour le ferrailage :

- On a remarqué que plusieurs éléments structuraux sont ferrailés par le minimum proposé par le RPA.

- Le concepteur doit choisir une structure simple à dimensionner, à modéliser, et enfin à calculer pour garantir :

- une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, en vérifiant les effets du second ordre (effet P-delta).

- la résistance, et l'économie en jouant sur le choix de la section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

En fin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude. Il nous a permis de faire une récapitulative de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire. Nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

إهداء

أحمد الله عز وجل على منه و عونه لإتمام هذا البحث إلى الذي وهبني كل ما يملك حتى أحقق له آماله، إلى من كان يدفعني قدما نحو الأمام لنيل المبتغى، إلى الإنسان الذي إمتلك الإنسانية بكل قوة، إلى الذي سهر على تعليمي بتضحيات جسام مترجمة في تقديسه للعلم، إلى مدرستي الأولى في الحياة، أبي الغالي على قلبي أطل الله في عمره؛

إلى التي وهبت فلذة كبدها كل العطاء و الحنان، إلى التي صبرت على كل شيء، التي رعنتني حق الرعاية و كانت سندي في الشدائد، و كانت دعواها لي بالتوفيق، تتبعنتني خطوة خطوة في عملي، إلى من إرتحت كلما تذكرت ابتسامتها في وجهي نبع الحنان أمي أعز ملاك على القلب و العين جزاها الله عني خير الجزاء في الدارين؛ إليهما أهدي هذا العمل المتواضع لكي أدخل على قلبيهما شيئا من السعادة

إلى إخوتي وأخواتي الذين تقاسموا معي عبء الحياة؛

كما أهدي ثمرة جهدي لأستاذي العرافي اسماعيل مغزي الذي كلما تظلمت الطريق أمامي لجأت إليه فأنارها لي وكلما دب اليأس في نفسي زرع فيا الأمل لأسير قدما وكلما سألت عن معرفة زودني بها وكلما طلبت كمية من وقته الثمين وفره لي بالرغم من مسؤولياته المتعددة؛ إلى كل أساتذة قسم الهندسة المدنية والري؛ وإلى أصدقائي ناجي، أيوب، يزيد، حمزة، سمير، داود، أمين نرجس، سلسبيل، اشكرهم جزيل الشكر على كل ما قدموه لي من مساعدات والدعم.

إلى كل هؤلاء أهدي هذا العمل.



شكر وإمتنان

الحمد لله الذي أنار لنا درب العلم والمعرفة وأعاننا على أداء هذا الواجب ووفقنا إلى
انجاز هذا العمل

أتوجه بجزيل الشكر والامتنان إلى كل من ساعدنا من قريب أو من بعيد على انجاز
هذا العمل وفي تذليل ما وجهناه من صعوبات، وأخص بالذكر الأستاذ المشرف
العرافي إسماعيل مغري الذي لم يبخل على بتوجيهاته ونصائحه القيمة التي كانت عوناً لي
في

إتمام هذا البحث

كما أتقدم بالشكر للأحبة إلى قلبي الذين كانوا سنداً وعوناً لي في هذه المرحلة

ولا يفوتني ان اشكر كل أستاذ علمني حرفاً .



Etude des fondations

VI.1.Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact direct avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage dont leurs bonnes conceptions et réalisations découlent la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire des autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

L'ingénieur doit se baser sur trois préoccupations essentielles pour l'étude des fondations :

- ❖ La forme et l'emplacement de la fondation.
- ❖ La contrainte admissible du sol ne doit en aucun cas être dépassée.
- ❖ Le tassement doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble

- Différents types de fondations :

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)
- Semi profondes (les puits)
- Profondes (les pieux)
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...)

VI.2.Présentation de rapport de sol :

Le bâtiment est usage d'habitation dans la wilaya : de Biskra

Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

-contrainte admissible : $Q=1,60$ bars pour l'ensemble du site.

-types de sol : classé dans la catégorie S3(site meuble)

-ancrage des fondations : $D = 2,50$ m

VI.3.Calcul des fondations :

Choix de type de fondation :

Fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.

Remarque :

Nous proposons en premier lieu des semelles isolées sous poteaux et filantes sous murs. pour cela , nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à **50%** de la surface totale du bâtiment :

$$(S_s / S_b < 50 \%)$$

calcul la section des semelles :

la surface des semelles donne par :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

S : La surface total de la semelle

$$\sigma_{sol} = 1,60 \text{ bars} = 16 \text{ T/ m}^2$$

La somme des réactions des poteaux et voiles sont :

➤ A L'ELS

$$N_{ser} = N_G + N_Q$$

$$N_{ser} = 31691.39$$

$$S_s = \frac{31.69139}{0.16} = 198.07 \text{ m}^2$$

Vérification du chevauchement :

On a la surface totale du bâtiment :

$$S_{\text{totale}} = L_x \times L_y = 23.35 \times 14.26 - (3.70 \times 3.10 + 2 \times (6.20 \times 3.60)) = 276.86 \text{ m}^2$$

Faisant le rapport $\frac{S_s}{S_b} = 71.54\%$ on déduit :

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de Fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la Structure.
- ✓ La réduction des tassements différentiels.
- ✓ La facilité d'exécution

VI.4.Radier général :

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations du bâtiment, il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

➤ **Pré dimensionnement du radier :****- Selon la condition d'épaisseur minimale :**

-La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25$ cm)

- Selon la condition forfaitaire :• *Sous poteaux :***-La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h \geq \frac{530}{20} = 26.5 \text{ cm}$$

• *La nervure :*

La nervure du radier doit avoir une hauteur h égale à :

$$h \geq \frac{530}{10} = 53 \text{ cm}$$

➤ **Condition de la rigidité :**

$$L_e \geq \frac{2 L_{\max}}{\pi}$$

L_{\max} : plus grande distance entre deux poteaux :

L_e : longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'1 m de radier. $I = \frac{bh^3}{12}$

K : coefficient de raideur du sol, pour les sols moyenne résistance il est pris égal à ($K=40\text{MN/m}^3$).

b : largeur du radier (bande de 1m). D'où:

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}}$$

$L_{\max} = 5.30 \text{ m}$; $E = 3,2 \times 10^6 \text{ t/m}^2$; $K = 4000 \text{ t/m}^3$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 5.3^4}{3,2 \times 10^6 \times 3.14^4}} \Rightarrow h \geq 0,79 \text{ m}$$

• **Conclusion :**

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$$h_r = \max (79 \text{ cm} , 26.5 \text{ cm} , 53\text{cm})$$

On prend un épaisseur plus proche de l'épaisseur calculée :

- **On prend : $h_r = 80\text{cm}$.**

Calcul de surface minimale du radier:

La surface du radier est déterminé en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \bar{\sigma}_{adm} \Leftrightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{adm}}$$

$$H_T = 30.6 ; h_{infr} = (30.6/10) = 3.06 \text{ m} ; h_t = h_{infr} - h_r = 3.06 - 0,80 = 2.26\text{m}$$

;

$$V_T = h_t \times S = 2.26 \times (198.07) = 447.63\text{m}^3;$$

$$P_{Remblais} = V_{Remblais} \times \gamma_S \times H_t = 198.07 \times 18 \times 1.7 = 6060.94 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = G + Q = 31691.39 \text{ KN}$$

$$N_{Tot} = N_{ser} + N_{infr} = 31691.39 + 6060.94 = 37752.33 \text{ KN}$$

$$\sigma_S = 1.60 \text{ bars} = 16 \text{ T/m}^2$$

$$\Rightarrow S_{rad} = \frac{37.75233}{0.16} = 235.95\text{m}^2$$

$$S_{bat} = 276.86 \text{ m}^2 > S_{rad} = 235.95\text{m}^2$$

La surface du radier, est supérieure à la surface de bâtiment

On ajoute un débordement (D) .

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

S' : la surface final du radier.

S : surface totale du bâtiment

D : débordement

L_x: longueur en plan (23.35 m)

L_y: largeur en plan (14.26 m)

- Calcul de débordement D:

$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30 \text{ cm})$. Où: $h_r = 80 \text{ cm} \Rightarrow D \geq \text{Max} (40; 30 \text{ cm})$.

On prend :

D = 0,5 m alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = 276.86 + 0,5 \times 71.2 = \mathbf{312.46 \text{ m}^2}.$$

Remarque:

pour des raison d' économie on vas choisir :

$$h_{\text{radie}} = 40 \text{ cm} ; \quad h_{\text{Nervure}} = 80 \text{ cm}$$

❖ **Vérification de la stabilité du radier:**

a. Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

Donc il faut vérifié: $\sigma = \frac{N_T}{S_{\text{rad}}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$

$$N_T = N_G + N_{\text{radier}}$$

N : effort normal du aux charges verticales

N_{radier}: effort normal dû au poids propre du radier

Donc :

$$N_G = 37752.33 \text{ KN}$$

$$N_{\text{radier}} = 312.46 \times 0,8 \times 25 = \mathbf{6249.20 \text{ KN}}$$

$$N_T = N_G + N_{\text{radier}} = 37752.33 + 6249.20 = \mathbf{44001.53}$$

$$\sigma = \frac{44.00153}{312.46} = 0.14 \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.16 \text{ Mpa} = 1.6 \text{ bars} \rightarrow (\text{condition.vérifier})$$

b. Vérification a l'effort de sous pression:

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sont l'efforts de sous pression hydrostatique on doit vérifier :

$$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$$

avec:

W: poids total du bâtiment à la base du radier.

α: coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement (α = 1.5).

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/ m}^3$).

h: profondeur de l'infrastructure ($h = 2.26 \text{ m}$).

S: surface de radier ($S = 312.46 \text{ m}^2$).

- $W=N_T=44001.53 \text{ T}$
- $\alpha .\gamma .h .S =10592.39$

$$W \geq \alpha .\gamma .h .S$$

$$44001.53 \geq 10592.39 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

VI.5.Ferraillage du radier :

- Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre del'ouvrage et des surcharges.
- Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de BAEL91 annexe E3 pour déterminer les moments unitaires μ_x ,μ_y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

➤ **Méthodes de calcul:**

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x .q_u .l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y .M_x$

Tel que :

$\mu_x ; \mu_y$: sont des coefficients en fonction de $\alpha =l_x/l_y$ et ν (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

	<i>Le panneau de rive</i>	<i>Le panneau intermédiaire</i>
Sur travail	$M_{tx} = 0.85M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$

Tab.1. moments en travée et les moments sur appuis

Nous avons utilisé pour le ferraillage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

➤ Calcul des moments fléchissant :

ELU	ELS
$q_u = (1.35G + 1.5Q) + (1.35 \times \frac{N_{Ramb} + PP_{rad}}{S_{rad}})$	$q_{ser} = (G + Q) + (\frac{N_{Ramb} + PP_{rad}}{S_{rad}})$
$q_u = \frac{43137.19 + 1.35(6249.2 + 6060.94)}{312.46}$	$q_s = \frac{44001.53}{312.46}$
$q_u = 191.24 \text{ Kn/m}^2$	$q_s = 140.82 \text{ Kn/m}^2$

Tab.2. Calcul des moments

Le plus grand panneau est le panneau intermédiaire du 5.30×5.30

a) l'ELU : $v = 0$; $q_u = 191.24 \text{ Kn/m}^2$

$\alpha = 5.30/5.30 = 1 \rightarrow$ alors le panneau travaille dans les deux sens.

- A partir du tableau:

$$\mu_x = 0.0368$$

$$\mu_y = 1.000$$

- donc les moments sont:

$$M_{ox} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \rightarrow M_x = 0.0368 \times 191.24 \times 5.30^2 = 197.69 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 1.00 \times 197.69 = 197.69 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x \rightarrow M_{tx} = 0.75 \times 197.69 = 148.27 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_y \rightarrow M_{ty} = 148.27 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.50 \times M_x \rightarrow 0.50 \times 197.69 = 98.85 \text{ KN/ml.}$$

➤ Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad A_{s \min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

$$\sigma_b = 14.2 \text{ Mpa} \quad b = 100 \text{ cm} \quad C = 5 \text{ cm} \quad d = 35 \text{ cm}$$

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui (N.m)	En travée (N.m)	Sur appui (N.m)	En travée (N.m)
M (N.m)	98850	148270	98850	148270
μ	0.057	0.085	0.057	0.085
α	0.073	0.111	0.073	0.111
β	0.971	0.956	0.971	0.956
As (cm²/ml)	8.36	12.73	8.36	12.73
As min (cm²/ml)	4.23	4.23	4.23	4.23
Choix des barres	7HA20	7HA20	7HA20	7HA20
As Choix (cm²/ml)	21.99	21.99	21.99	21.99
Espacement (cm)	14	14	14	14

Tab.3. Calcul des armatures

• **ELS**

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{BAEL91(Art.4.5.2)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ (2/3) f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} \quad FeE400 \Rightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 0,666 \times 400 , 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

Vérification des contraintes dans le béton et l'acier en L'ELS:

✓ **Sur Travée : Sens x_x (le plus sollicité)**

$$FeE400 \Rightarrow \eta = 1.6$$

Béton : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.60 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Acier : $\sigma_s \leq f_e = 201.63 \text{ MPa}$ pour une fissuration préjudiciable

A titre d'exemple, on peut vérifier la section dans laquelle $M_{tx} = 131.13 \text{ KN.m}$

$$A = 21.99 \text{ cm}^2 ; \quad b = 100 \text{ cm} ; \quad d = 35 \text{ cm}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 21.99}{100 \times 35} = 0.628$$

$$\mu_l' = 0.1550 \quad K_l = 27.73$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{\mu l' \times b \times d^2} = \frac{131130}{0.1550 \times 100 \times 35^2} = 6.90 \text{ MPA} < 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = K1 \times \sigma_b = 27.73 \times 6.90 = 191.34 \text{ MPA} > 201.63 \text{ MPA}$$

❖ **Vérification au cisaillement: BAEL 91 (A.5.1 ,21)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$V_u = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = \frac{191.24 \times 5.30 \times 5.30}{2 \times 5.30 + 5.30} = 337.86 \text{ KN/m}$$

$$\tau_u = \frac{337.86 \times 10^3}{1000 \times 350} = 0,97 \text{ MPa}$$

$$\tau = \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5; 4 \text{ MPa})$$

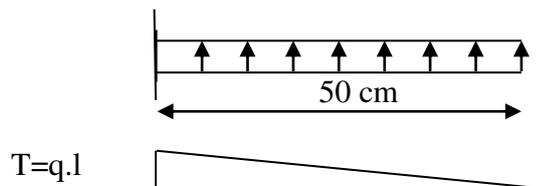
$$\tau_u = 0,97 \text{ MPa} < \tau = 2,5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée n'est pas nécessaire des armatures transversales.

VI.6. Etude du débord du radier:

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 50 cm. Le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur de un mètre .

b(cm)	h (cm)	d(cm)	L(cm)	qu KN/m	qs KN/m
100	40	35	50	191.24	140.82



$$M = ql^2 / 2$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

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

$$A^{BAEL} = 0,0025 \times b \times h = 10.00 \text{ cm}^2$$

I'ELU :

$$M_u = q_u \times l^2 / 2 = 23.91 \text{ KN.m}$$

Mu (KN.m)	μ	A	β (m)	A _S (cm ²)	A _{Smin}	A _{BAEL/2}
23.91	0.014	0.018	0.993	1.98	4.23	5.00

Donc $A_s = \max(A_{BAEL}, A_{s\text{ser}}, A_{S\text{min}})$.

$$A_s = 5.00 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Donc on choisit $A=21.99=7\text{HA}20$ /ml avec un espacement 14 cm. Pour la continuité de ferrailage

Armature de répartition:

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{21.99}{4} = 5.50 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit $A = 6.16 = 4\text{HA}14$ avec un espacement 14 cm.

VI.7. Etude de la nervure

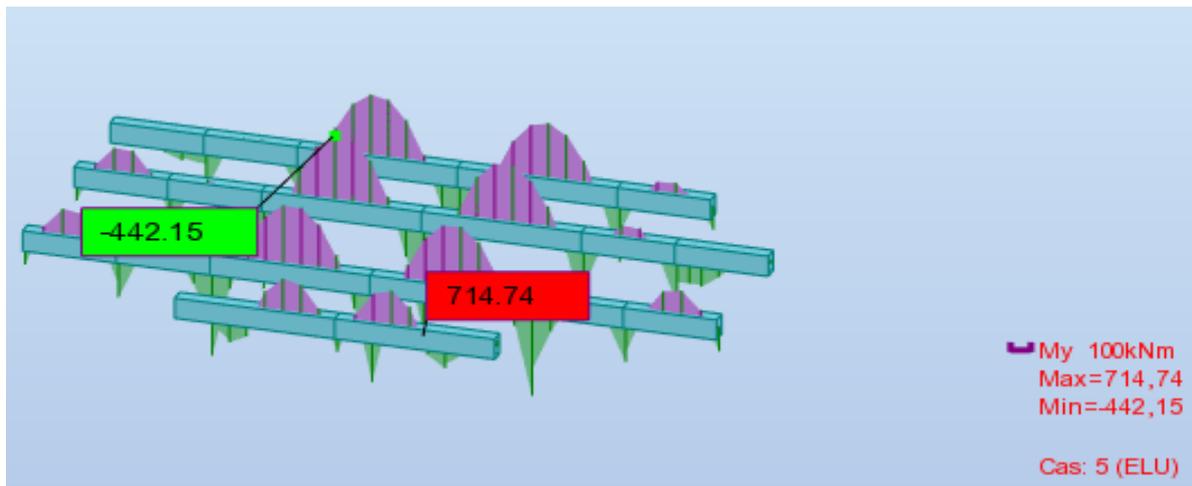
Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrées.

$$h = 80 \text{ cm}, \quad d = 75 \text{ cm}$$

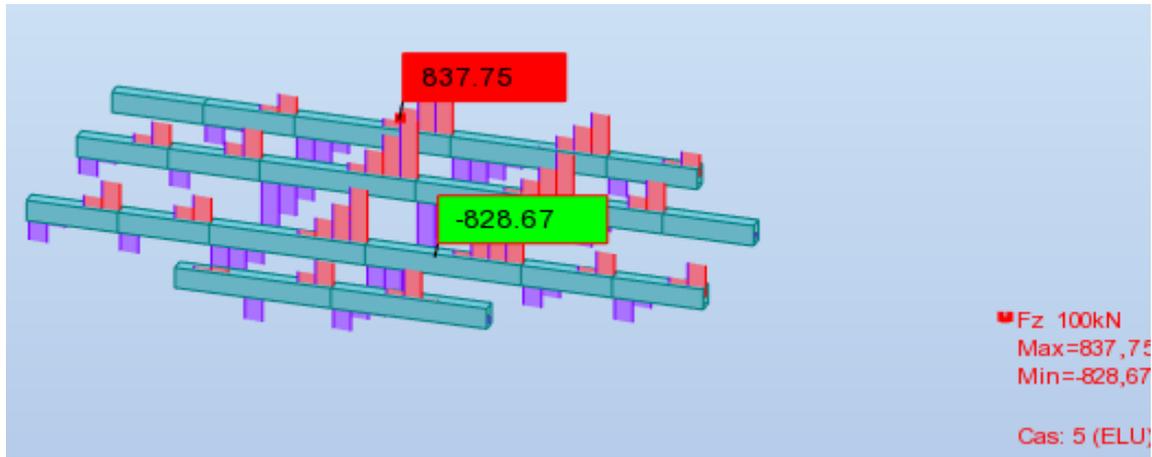
$$b = 50 \text{ cm}, \quad c = 5 \text{ cm}$$

-Sens X-X

▪ **ELU**



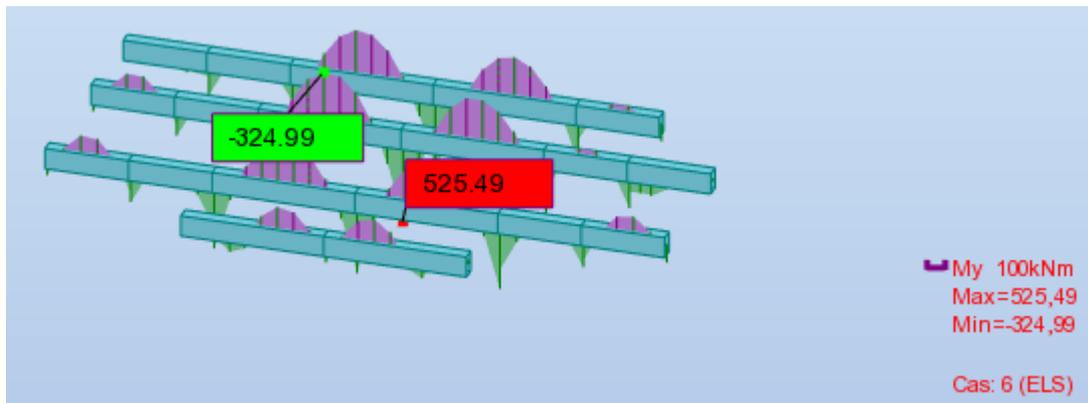
M (KN. m)



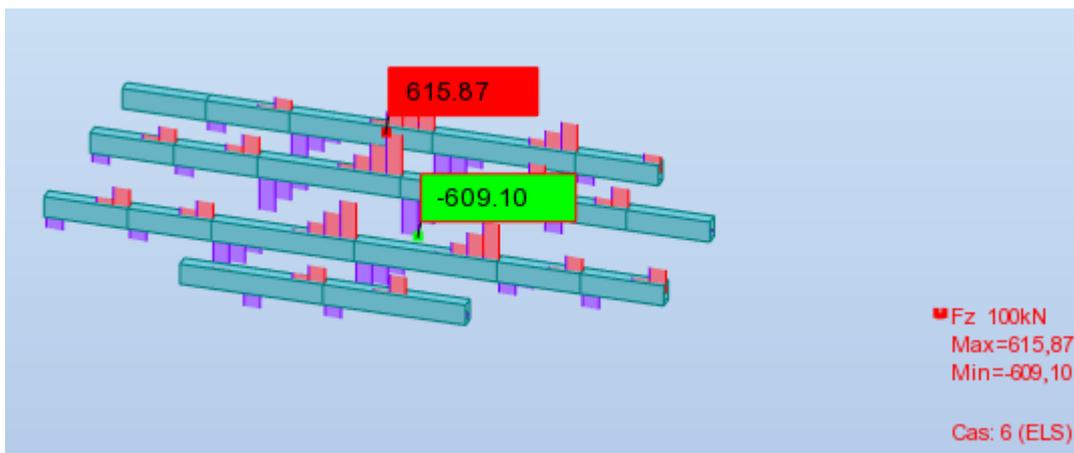
T(KN)

Fig.1. sollicitation des nerverais sens X-X (ELU).

▪ ELS



M (KN. m)



T(KN)

Fig.2.sollicitation des nerverais sens X-X (ELS).

-Sens Y-Y

▪ ELU



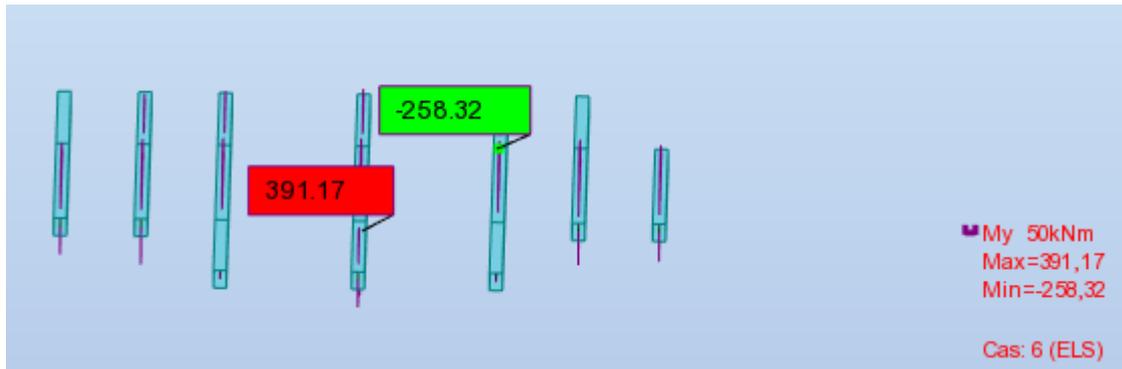
M (KN. m)



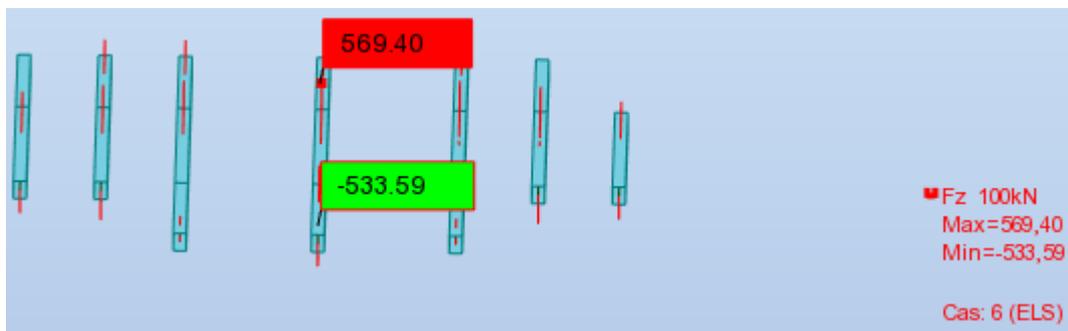
T(KN)

Fig.3.sollicitation des nerverais sens Y-Y (ELU).

▪ ELS



M (KN. m)



T(KN)

Fig.4.sollicitation des nerverais sens Y-Y (ELS).

$$ELU \begin{cases} (X - X) : M_t = 442.15 \text{ KN.m} , M_a = 714.74 \text{ KN.m} \\ (Y - Y) : M_t = 351.48 \text{ KN.m} , M_a = 531.86 \text{ KN.m} \end{cases} \quad 1$$

❖ Ferrailage de nervure a la ELU:

Sens		M _u [KN.m]	μ _b	A	β	A _{cal}	A _{min}	A adoptée	Section adoptée
X-X	Appuis	714.74	0.17	0.23	0.90	20.42	20	22.24	2×4T16+4T14
	Travée	442.15	0.11	0.14	0.94	18.02	20	22.24	2×4T16+4T14
Y-Y	Appuis	531.86	0.13	0.17	0.93	21.91	20	22.24	2×4T16+4T14
	Travée	351.48	0.08	0.10	0.96	14.02	20	22.24	2×4T16+4T14

Tab.4. ferrailage de nervure

Ferrailage de nervure a la ELS:

Sens		M _u [KN.m]	μ _b	A	β	A _{cal}	A _{min}	A adoptée	Section adoptée
X-X	Appuis	525.49	0.13	0.174	0.930	21.64	22	25.14	4T20+4T20
	Travée	324.39	0.08	0.104	0.958	12.97	22	25.14	4T20+4T20
Y-Y	Appuis	391.17	0.09	0.118	0.952	15.74	22	25.14	4T20+4T20
	Travée	258.32	0.06	0.077	0.969	10.21	22	25.14	4T20+4T20

• Vérifications à l'ELU :

-Vérifications de la l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right\}$$

Sens	V _u (KN)	τ _u (MPa)	Observation
X-X	837.75	2.23	C.V
Y-Y	774.22	2.06	C.V

Tab. 5 effort tranchant

✚ Vérifications nécessaires pour les nervues :

• Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} \text{ (BAEL91.A.4.2)}$$

$$A_{min} \geq 0,23 \times 50 \times 75 \times \frac{2.1}{400} = 4.52 \text{ cm}^2$$

• Le pourcentage minimal d'armature :

Selon BAEL91 :

$$A_{min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b \text{ (BAEL91.B.6.4)}$$

$$A_{min}^{BAEL} = 0.001 \times 50 \times 80 = 4.00 \text{ cm}^2$$

Selon PPA99/2003 :

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.5\% b \times h \quad (\text{art. 7.5.2.1})$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.5\% 50 \times 80 = 20.00 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales minimales

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi \right) = (20, 50, 20) \Rightarrow \text{On prend } \Phi = 8 \text{ mm}$$

- Armatures transversales minimales

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 55 = 2.47 \text{ cm}^2$$

Nous prenons : $A_t = 6\text{HA}8 = 3.02 \text{ cm}^2$

- Espacement des armatures transversales

• **En zone nodale**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L \right) \Rightarrow S_t \leq \min (20, 24)$$

$$S_t \leq 15$$

• **En zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} \Rightarrow S_t \leq 35$$

Nous prenons :

$$S_t = 15 \text{ cm} \quad \text{En zone nodale}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \quad \text{En zone courante}$$

Schémas ferrailage de radier :

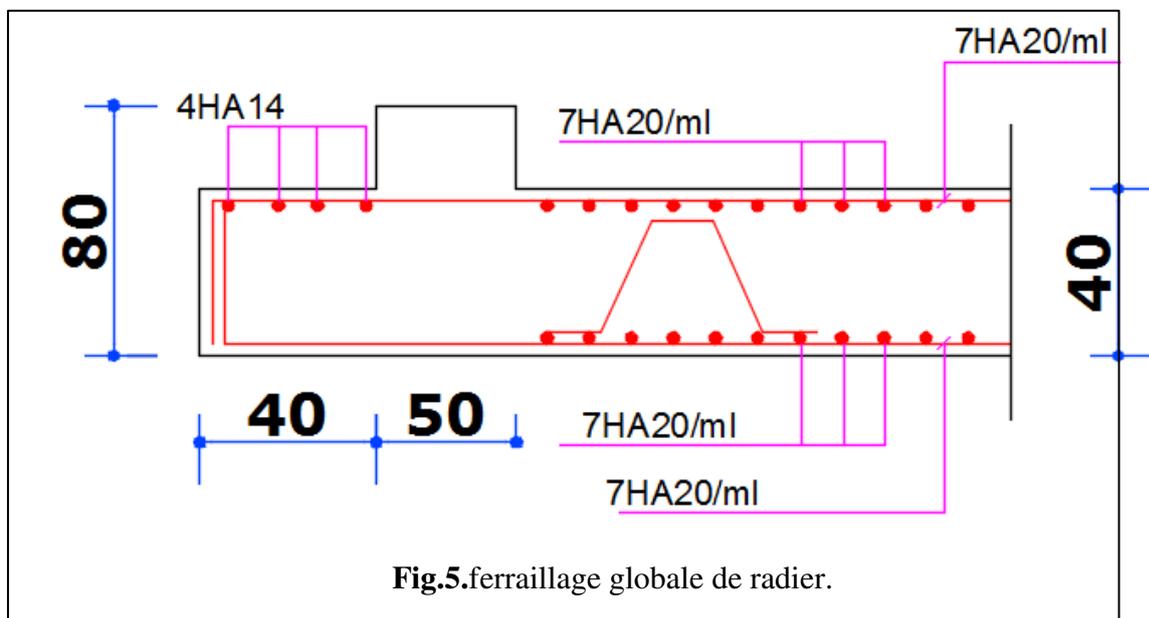


Fig.5.ferrailage globale de radier.

-Ferrailage Nervure sur appuis de sens (x-x) et sens (y-y)

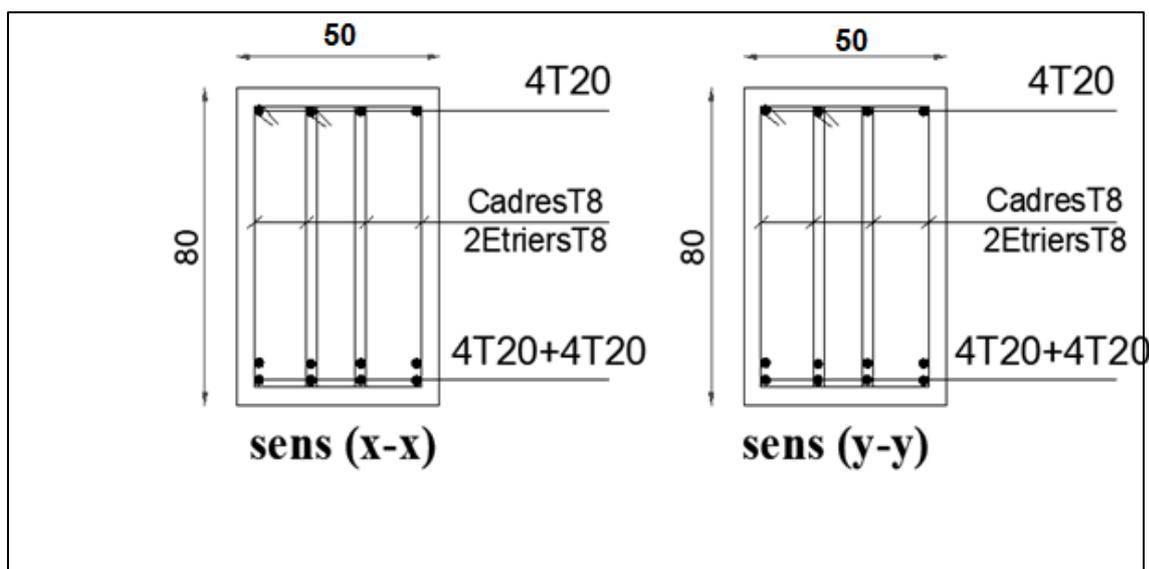


Fig.6.Ferrailage Nervure sur appuis de sens (x-x) et sens (y-y).

-Ferrailage Nervure sur travers de sens (x-x) et sens (y-y)

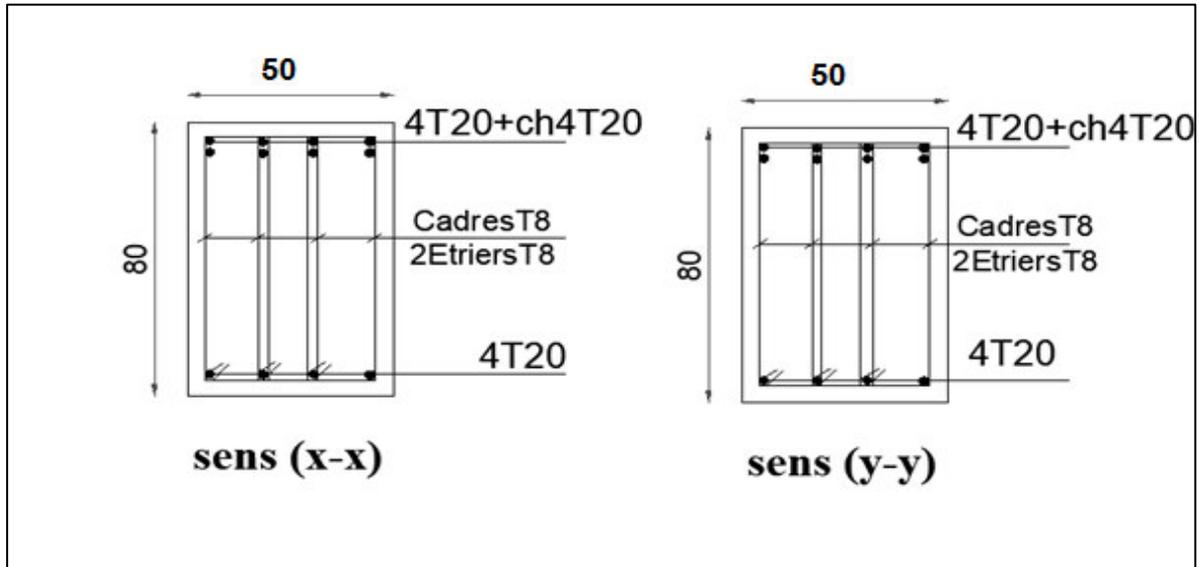


Fig.7.Ferrailage Nervure sur travers de sens (x-x) et sens (y-y).

VI.8.Longrine

D'après les règlement RPA99 (art 10.1.1)

Les longrine (ou les dispositif équivalent) doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à : $F = (N / \alpha) \geq 20 \text{ KN}$

Avec : N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée (tableau 10.1)

Site 3 ; zone II a $\rightarrow \alpha = 12$

Les dimensions minimales de la section transversales des longrines sont : 25 cm \times 30 cm (site 3) .Soit : B = (30 \times 30) cm².

1-Calcul des armatures longitudinales

1-1- E.L.U :

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s}$$

$$F_u = \frac{N_u}{12} = \frac{2670.03}{12} = 222.5 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \quad (C.V)$$

$$A_s = \frac{222.5 \times 1000}{348 \times 100} = 6.39 \text{ cm}^2$$

1-2- Le ferrailage minimal : D'après RPA99

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,6\%B = 0,006 \times 30 \times 30 = 5,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max (A_u ; A_{\min}^{\text{RPA}}) = A_{\min}^{\text{RPA}} = 7.5 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6T14= 9.24 cm²

1-2-Condition de non fragilité : [6]

Pour une pièce de section droite B, soumise à la traction simple, et dont la section totale des

armatures est A, on doit avoir : $A \geq B \frac{f_{tj}}{f_e}$

1-4- Vérification à L'E.L.S :

$$F_{ser} = \frac{N_{ser}}{12} = \frac{1962.20}{12} = 163.51 KN$$

La fissuration est préjudiciable, donc $\sigma_s = 201,63$ MPa

$$\sigma = \frac{F_{ser}}{A} = \frac{163510}{924} = 176.95 KN$$

$$\sigma = 176.95 MPa < \sigma_s = 201,63 MPa \quad (C.V)$$

2-Les armatures transversales

Pour les armatures transversales, elles seront utilisées seulement pour le montage des armatures longitudinales, soit des cadres $\Phi 6$ (*fissuration est préjudiciable* (6))

▪ **L'espacement** : Selon RPA99

$$S_t \leq \min (20 \text{ cm} ; 15 \phi \ell)$$

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm}; 21)$$

Soit : $S_t = 12$ cm.

-Armatures transversales minimales

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0.003 \times 12 \times 30 = 1.08 \text{ cm}^2$$

Nous prenons : $A_t = 4\Phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2$

VI.9.-Ferrailage de Longrine

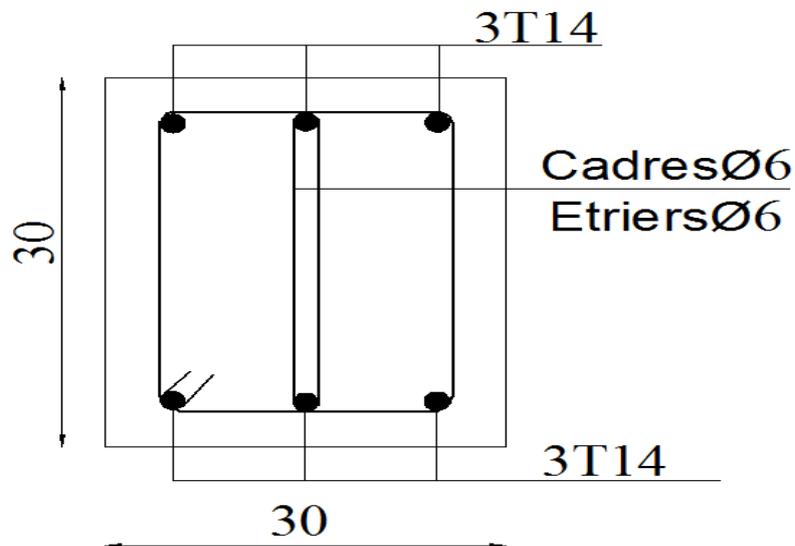


Fig.8.ferrailage de longrine.

VI.10.La dalle flottante

La terre pleine peut constituer le soubassement d'un immeuble, cette solution est souvent plus économique qu'un vide sanitaire, dans la mesure où le sol le permet.

On distingue deux types de dallage sur terre plein :

- ❖ Dallage porteur: est lié à la bêche périphérique.
- ❖ Dallage non porteur: est indépendant de la structure.

Le choix entre ces deux cas sera fonction des charges verticales et la nature du sol.

Pour se fixer les idées, précisons que le système à dallage porteur s'accommode bien une structure légère, mais dans notre projet, nous avons utilisé le système à dallage non porteur.

Mise en œuvre

La mise en œuvre d'un dallage sur terre plein sans être très délicate doit se faire en respectant les trois étapes suivantes :

- ❖ La préparation du sol.
- ❖ La mise en place de terre pleine.
- ❖ L'exécution du dallage.

1- Préparation du sol

La préparation du sol qui doit comporter 4 étapes :

- Décapage.
- Nivellement.
- Compactage.

- Drainage.

2- Mise en place de terre pleine

La terre pleine est un rapport de matériaux disposé sur le sol en place qui va servir au dallage. Il peut être constitué par des cailloux, des graviers et des sables mélangés ou non, il ne doit comporter ni gravier ni matière organique. Le matériau est répandu et compacté par couches régulières de 20 cm d'épaisseur au plus.

Cette terre pleine va recevoir une couche d'isolation ou d'étanchéité. Il faut donc l'arranger pour éviter le poinçonnement. Dans ce but répandez un lit de sable de 5 cm d'épaisseur moyenne ou bien un lit de mortier maigre de 3 cm.

On peut réaliser la couche d'étanchéité à l'aide de feuille de polyéthylène.

3- Exécution de dallage:

L'épaisseur minimale de dallage doit être de 8 cm, pour notre projet, on choisit une épaisseur de 15 cm en béton armé.

Pour un dallage non porteur c'est à dire indépendant de la structure à l'aide d'un joint de 2 cm au minimum.

L'armature est constituée par une nappe de treillis soudés soit (forfaitairement) de $\Phi 6$, maille de (20×20) cm², ces armatures placées à la partie supérieure.

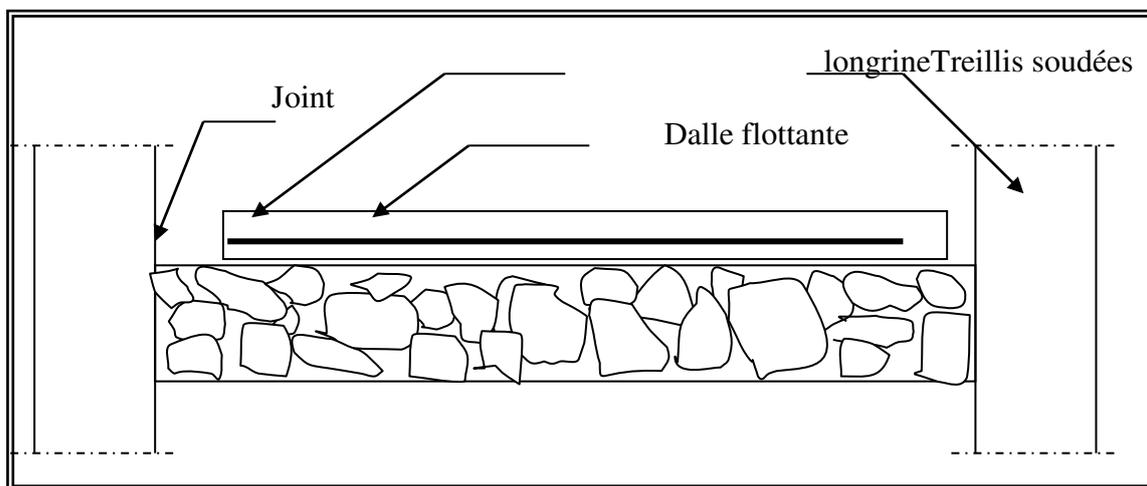


Fig9. schéma de ladalle flotant

III.6.Plancher**III.6.1.Introduction :**

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés être infiniment rigides dans leur plan. Ils ont pour rôle de :

- ✓ Transmettre les charges aux éléments porteurs.
- ✓ Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique

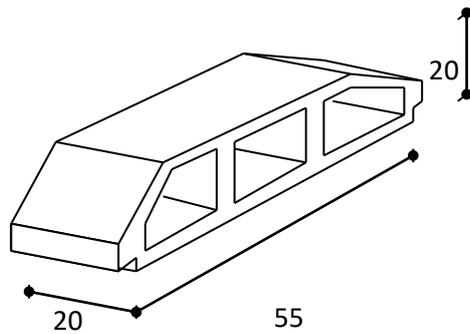


Fig18. Corps Creux.

III.6.2.Fonctions nécessaires de plancher :

- ✓ Résistance mécanique
- ✓ Rigidité aux déformations
- ✓ Etanchéité
- ✓ Isolation thermique
- ✓ Résistance à l'incendie accidentel
- ✓ Exigences architecturales, planéité, esthétique ...
- ✓ Economique de matières et de fabrication

III.6.3.Conception des planchers :

La structure étudiée comporte des planchers à poutrelles et dalle de compression à **corps creux**... Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux), avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

➤ Plancher à corps creux :

Il est constitué de :

- ✓ Hourdis portant sur les poutrelles et éventuellement sur les poutres principales.
- ✓ Poutrelles transmettant aux poutres principales les efforts en provenance de l'hourdis.
- ✓ Poutre principale recevant les poutrelles et reposant

III.6.4. Les Méthodes de calcul :

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, nous citerons comme exemple les méthodes forfaitaire et méthode exacte.

Le bon choix de la méthode de calcul permet d'aboutir de bons résultats c'est-à-dire la détermination de la section nécessaire d'armature pour chaque élément secondaire.

Méthodes forfaitaire :**- Condition d'application :**

- ❖ $Q \leq 2G$
- ❖ $Q \leq 500 \text{ kg/m}^2$
- ❖ Inertie constante (I)
- ❖ $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$
- ❖ fissuration peu nuisible

- Calcul des moments :**1- Les moments en appui :**

- * $0.2M_0$ pour appui de rive
- * $0.6M_0$ pour poutre de deux travées

2- Les moments en travées :

- $M_T \geq \max(1.05; (1 + 0.3\alpha))M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_T \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$ travée de rive
- $M_T \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$ travée intermédiaire

Méthode de Caquot :**- Condition d'application :**

- ❖ $Q > 2G$ et $Q > 500 \text{ Kg/m}^2$
- ❖ Les charges d'exploitation sont élevées.

$$M_a = -\frac{q_w \cdot L_w^3 + q_e \cdot L_e^3}{8,5 \cdot (L'_w + L'_e)}$$

$L' = L$ en cas des travées de Rive

$L' = 0,8L$ en cas des travées intermédiaire

$$M_t = \frac{q \cdot x_{tm}^2}{2} + M_w$$

$$x_{tm} = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{qL}$$

$$V = \pm \frac{qL}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{L}$$

Calcul des planchers

Plancher Etage courant:

- Charges Permanente G $\Rightarrow G_u = G \times 0,65 = 5,56 \times 0,65$
 $= 3,61 \text{ KN/ml}$

- Charges d'exploitation Q $\Rightarrow Q_u = Q \times 0,65 = 1,50 \times 0,65$
 $= 0,98 \text{ KN/ml}$

Les résultats suivants obtenus par Robot structural analysis2018

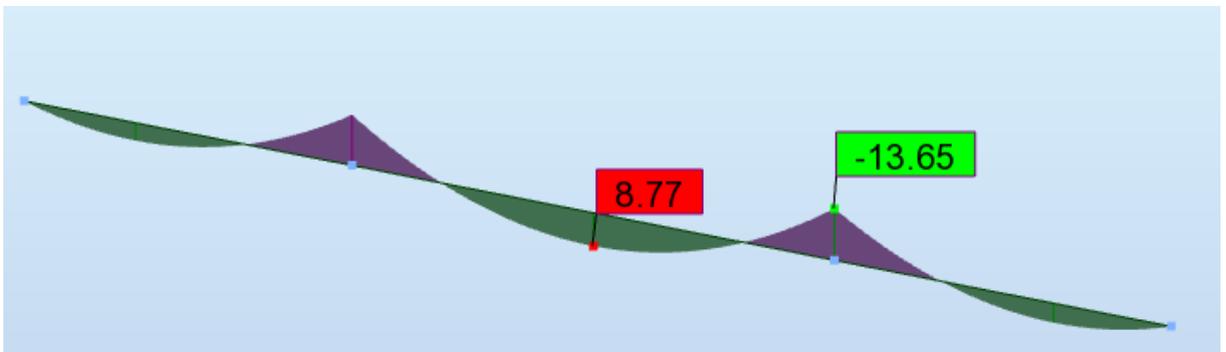


Fig19.Moments en ELU

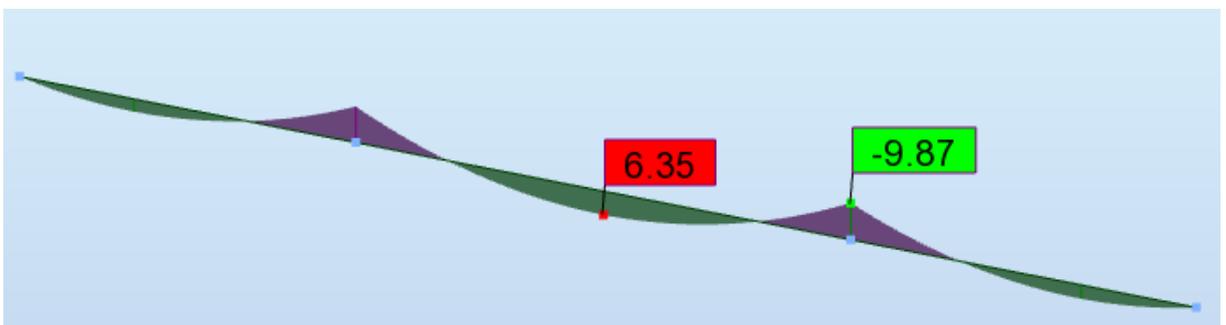


Fig20.Moments en ELS

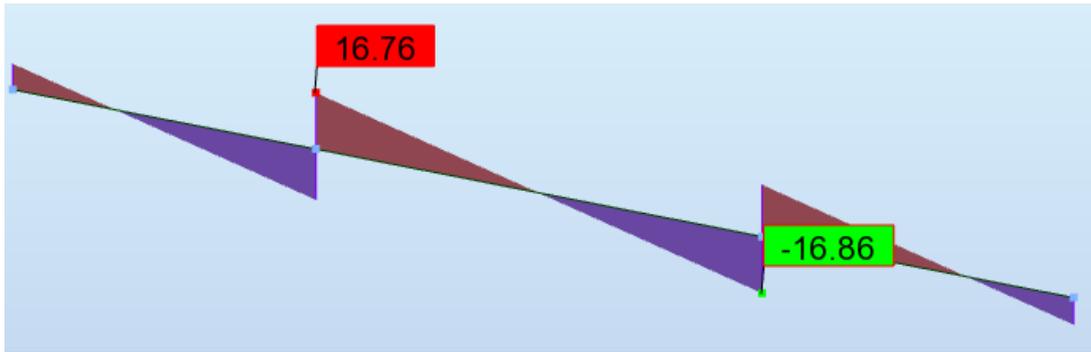


Fig21.L'efforts Tranchants en ELU

Détermination des moments :

E.L.U :

$$M_o = 8.77 + 13.65 = 22.42 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 M_o = 0.85 \times 22.42 = 19.06 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.30 M_o = 0.30 \times 22.42 = 6.73 \text{ KN.m}$$

E.L.S :

$$M_o = 6.35 + 9.87 = 16.22 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 M_o = 0.85 \times 16.22 = 13.79 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.30 M_o = 0.30 \times 16.22 = 4.87 \text{ KN.m}$$

Calcul du Ferrailage :

On va calculer le ferrailage de la poutrelle la plus sollicitée pour le plancher étage courant.

Les armatures longitudinales :

$$b = 65\text{cm} \quad ; \quad b_o = 12\text{cm}$$

$$h = 24\text{cm} \quad ; \quad h_o = 4\text{cm}$$

L'enrobage :

$$\emptyset l = 10 \text{ à } 14 \text{ mm} ; \emptyset t = 6 \text{ mm}$$

$$C \geq 1 + \frac{\emptyset l}{2} + \emptyset t = 1 + \frac{1.4}{2} + 0.8 = 2.5 \text{ cm}$$

$$C \geq 2.5 \text{ cm} ; \text{ soit } C = 3.00 \text{ cm}$$

E. L. U :

En Travée :

$$M_t^{\max} = 19.06 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{19060}{14.2 \times 65 \times 21^2} = 0.047 < \mu_l = 0.392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0,047 \Rightarrow \alpha = 0,060 \Rightarrow \beta = 0,976$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{19060}{348 \times 0.976 \times 21} = 2.67 \text{ cm}^2$$

En Appui :

$$M_a^{\max} = 6.73 \text{ KN.m}$$

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_o = 12 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6730}{14.2 \times 12 \times 21^2} = 0.090 < \mu_l = 0.392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0,090 \Rightarrow \alpha = 0,118 \Rightarrow \beta = 0,953$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{6730}{348 \times 0.953 \times 21} = 0.97 \text{ cm}^2$$

E. L. S :

D'après le BAEL83

La fissuration est peut nuisible ; Il n'y a aucune vérification concernent σ_s .

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

	M_u [N. m]	M_{ser} [N. m]	f_{c28}	γ	$\bar{\alpha}$	α	condition
En travée	19060	13790	25	1.38	0.44	0.060	Vérifier
En appui	6730	4780	25	1.41	0.46	0.118	Vérifier

Tab.11. verification de la contrainte

Condition de non fragilité : BAEL (A.4.2,1)

$$A_{t\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

En Travée :

$$A^{\text{BAEL}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 21 \times \frac{2,1}{400} = \mathbf{1,65 \text{ cm}^2}$$

En Appui :

$$A^{\text{BAEL}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 21 \times \frac{2,1}{400} = \mathbf{0,30 \text{ cm}^2}$$

Pourcentage minimal : BAEL91 (art B.6.4)

$$A_m \geq 0,001 \times b \times h$$

En Travée :

$$A_m \geq 0,001 \times 60 \times 24 = \mathbf{1,44 \text{ cm}^2}$$

En Appui :

$$A_m \geq 0,001 \times 12 \times 24 = \mathbf{0,29 \text{ cm}^2}$$

	A_{cal} (cm^2)	A^{BAEL} (cm^2)	$A_{\text{min}}^{\text{BAEL}}/2$ (cm^2)	A_{adopte} (cm^2)	CHOIX
En travée	2.67	1.65	0.29	2.26	2HA12
En appui	0.97	0.30	0.29	1.13	1HA12

Tab12.récapitulatif :

Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)

La contrainte tangentielle : $\tau_u^{\max} = \frac{T_u^{\max}}{b \times d}$ (BAEL91 (A.5.1,1))

T_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant

b_0 : Désigne la largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{16860}{120 \times 210} = 0,67 \text{ Mpa}$$

Les armatures d'âme sont droites, donc τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$\tau_u < \bar{\tau} = \min(0,2 f_{c28}/\gamma_b, 5 \text{ MPa}) \quad \text{Pour une fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau} = 0,2 \times 25 / 1,5 = 3,33 \text{ Mpa}$$

Si $\tau_u = 0.67 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA}$ Alors la condition est vérifiée. on n'a pas besoin d'armatures de cisaillements.

Diamètre minimale: BAEL91 (A.7.2, 2)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{ht}{35}; \phi_i; \frac{b_0}{10}\right)$$

ϕ_t : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t : (6.85 ; 12 ; 12)$$

Soit $\phi_t = 6 \text{ mm}$ FeE235

$$A_t = 2 \phi_t = 0.57 \text{ cm}^2.$$

L'espacement S_t : BAEL91 (A.5.1, 22)

$$S_{t1} \leq \min(0.9d ; 40\text{cm}) = 18.90 \text{ cm}$$

$$S_{t2} = \frac{A_t \cdot f_e}{0.4b_0} = \frac{0.57 \times 235}{0.4 \times 12} = 27.90 \text{ cm}$$

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de 15 cm avec un premier espacement auprès de l'appui de 10 cm.

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : BAEL91 (A.5.1,31)

a-/ Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que

$$T_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Au maximum $a = 0,9.d = 18.90 \text{ cm}$.

$$T_u = 16860 \text{ N}$$

$$T_u = 16860 < 0.267 \times 18.9 \times 12 \times 100 \times 25 = 151389 \text{ N} \dots \dots \dots (cv)$$

b-/ Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être

telle que l'on ait :

$$A \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e}$$

$$A = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2 = 226 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots (cv)$$

$$A \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e} = 1.15 \times \frac{16860}{400} = 48.47 \text{ mm}^2$$

$$A = 226 \text{ mm}^2 \geq 48.47 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots (cv)$$

La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (B.6.8, 423)

Le hourdis doit avoir un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles sont définies comme suit:

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

L'écartement L entre axes des nervures égal à 60cm donc :

$$A_{\perp} = \frac{4.Ln}{f_e}$$

A : La section des armatures en \perp aux nervures :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad . \text{ On adapte } 5\text{Ø}5 = 1.00 \text{ cm}^2 ; \text{ espacement } 100/5 = 20 \text{ cm}$$

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{//} = \frac{1.00}{2} = 0.50 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adapte : $3\text{Ø}5 = 0.60 \text{ cm}^2$; espacement $100/3 = 33.3 \text{ cm}$

Donc on adopte un treillis soudé TS Ø5 mailles $(200 \times 200) \text{ mm}^2$. Ou $(200 \times 300) \text{ mm}^2$.

Vérification de la flèche : BAEL91 (B.6.8, 424)

$$1/ \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{24}{530} = 0.045 \geq 0.0444 \dots \dots \dots (cv)$$

$$2/ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{2.26}{65 \times 21} = 0.0017 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \dots \dots (cv)$$

$$3/ \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \frac{24}{530} = 0.045 \geq 0.043 \dots \dots (cv)$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

travé et appui

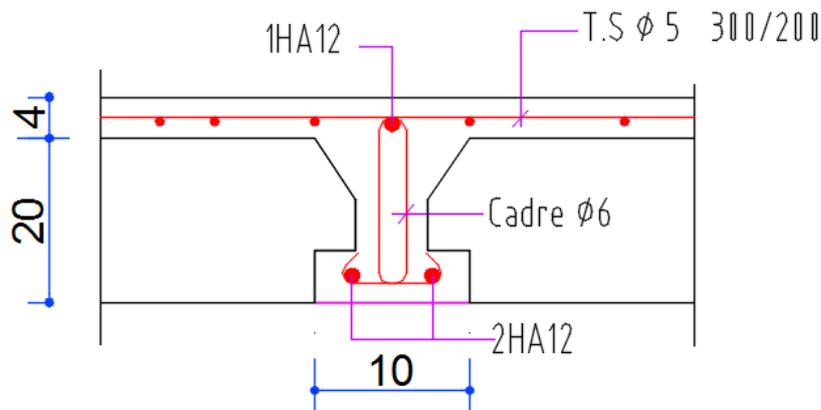


Fig22.schema ferailage de planche

INTRODUCTION GENERALE

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation de master à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé. L'ouvrage en question est un bâtiment à usage d'habitation composé de 10 niveaux (un rez de chaussée et 9 étages identiques), dont le système de

contreventement est mixte (voiles-portiques) avec une justification de l'interaction.

Après une descente des charges et un pré-dimensionnement des éléments de notre structure, une étude dynamique et sismique est effectuée pour trouver les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations.

Dans le cadre de cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis *ROBOT* pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le BAEL91, CBA93 et le RPA99/version2003.

Un certain nombre de vérifications à la sécurité et au service des éléments a été également effectué comme :

- Stabilité d'ensemble.
- Etat limite des déplacements inter-étage.
- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de compression de service dans le béton. La structure de notre mémoire est la suivante :
- Le chapitre I concerne la présentation du projet (les caractéristiques géométriques, conception la structure du bâtiment, caractéristiques mécaniques des matériaux (béton et acier), hypothèses de calcul aux états limites, les actions et les sollicitations, règlements et normes utilisés).
- Le chapitre II concerne le pré-dimensionnement des éléments de l'ouvrage et descente des charges.
- Le chapitre III concerne le calcul des éléments secondaires (plancher, acrotère, escalier, balcon et dalle d'ascenseur).
- Le chapitre IV traite l'étude dynamique de la structure (étude au vent et sismique)
- Le chapitre V concerne l'étude des éléments structuraux (poutres, poteaux, voiles).
 - Le chapitre VI concerne l'étude del'infrastructure.
 - A la fin ou a fait une conclusion générale, références bibliographiques et annexes.