République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique
Universitaire Yahia FARES de Médéa
Faculté de la Technologie
Département de Génie Civil



Projet de fin d'étude

Pour l'obtention du diplome de Master en Génie Civil

Option: Structure

Thème :

Etude d'un Batiment à usage multiple(sous sol+RDC+5 étages)

Etudié par :

Benouattas Aziza

Encadré par :

Mdme Boucherrit

Abdallah El hadj .A

Promotion 2018

ملخص :

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة (طابق سفلي + طابق أرضي + 5 طوابق) ليتم انجازها في ولاية بومرداس التي تعد منطقة زلزالية (منطقة III). مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة

نظام العارضات و الأعمدة + الجدران المسلحة. قياس الأبعاد و التسليح بالفولاذ لكل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر: قانون الخرسانة المسلحة 93 و القواعد الجزائرية المضادة للزلازل 99 نسخة 2003 .

تمت الدراسة الزلزالية بالطريقة الرقمية باستعمال برنامج تحليل الهياكل (SAP 2000 V19).

Résumé :

Ce projet consiste à étudier un bâtiment en béton armé (Sous-sol + RDC + 5 étages), destiné à réalisé dans la wilaya de Boumerdesse, classée dans la zone de forte sismicité (zone III). Le contreventement de la structure est assuré par un système mixte portiques-voiles. Le dimensionnement et le ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément au documents techniques règlementaires CBA93 et RPA99 version 2003. L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique moyennant le logiciel d'analyse (SAP2000 V 19).

Abstract :

This project involves studying a block of reinforced concrete (underground + ground for dealing + 5 stories), for realized in the city of Boumerdesse, placed in the area of high seismicity (Zone III). The bracing of the structure through a mixed system gantry-sails. The dimensioning and the reinforcement of all the resistance elements were prepared in accordance with regulatory and technical documents CBA93 RPA99 Version 2003. The seismic survey was conducted following the numerical method through the analysis software

Introduction

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant la période de formation de Master à travers l'étude des ouvrages en béton armé.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé à l'étude de la structure porteuse du bloc situé à la wilaya de Boumerdesse, le bloc à usage multiple constitué d'un sous-sol ;un rez-de-chaussée et de 5 étages.

L'étude sera présentée sous forme de six chapitres dont le premier comporte une présentation de l'ouvrage et ces dimensions. Le second traite le calcul de pré dimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles. Le calcul des éléments secondaires et les vérifications relatives nécessaires sont présentés au troisième chapitre

Le quatrième chapitre est axé sur l'analyse dynamique de la structure du bloc moyennant le logiciel de calcul des structures « SAP2000 V20 », on présente d'abord les différentes caractéristiques géométriques dc la structure qui interviennent dans la réponse dynamique, les résultats ainsi obtenus servent au calcul du ferraillage des éléments résistants (portiques et voiles), cet étape fait l'objectif du cinquième chapitre.

Finalement, le calcul de l'infrastructure (fondations) se fait au sixième chapitre conformément au rapport du sol.

CHAPITRE I :

PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 Présentation de l'ouvrage :

Ce projet présent une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple ; constitué d'un sous-sol, un Rez-de -chaussée et de (05) étages, implanté dans la wilaya de Boumardes.

Cette région est classée par le Règlement Parasismique Algérien RPA99V2003, comme une zone de sismicité élevée (zone III). Le sous-sol présente comme des vocations commerciales (magasins), le RDC comporte des locaux, le 1^{ier} étage contient des bureaux et les autres étages sont des logements d'habitations.
La communication verticale d'un étage à l'autre s'effectue conjointement par des escaliers.

Les planches sont des diaphragmes rigides horizontaux ; constitués par des dalles en corps creux.

Notre étude sera menée conformément aux exigences et règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé CBA93 et aux règles parasismiques RPA99 version 2003.

I.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Notre bâtiment est de forme irrégulière

I.2.1 Dimensions en plan du bâtiment :

Longueur totale du bâtiment : 25.50 m-

- Largeur totale du bâtiment : 25.20 m

I.2.2 Dimensions en élévation du bâtiment :

Hauteur du S-Sol : 4.08 m

Hauteur du RDC : 4.59 m

Hauteur du 1^{ie} étage : 3.40 m

Hauteur d'étage courant : 3.06 m

Hauteur totale du bâtiment : 24.31 m + 0.60 m de l'acrotère (compris le sous-sol)

I.3 Caractéristiques structurelles :

I.3.1 Système de contreventement :

Notre bâtiment comporte une hauteur supérieure à 8.00 m, donc selon le RPA99 Version 2003, il est nécessaire de stabiliser le bâtiment par un système de contreventement assuré par des voiles.

I.3.1 Planchers :

Nous avons utilisé deux types de planchers, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux poutres qui elles même transmettre ces charges aux éléments porteurs de la structure, notamment les poteaux et les voiles.

- Planchers à corps creux.
- Planchers à dalle pleine.

I.3.2 Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses .

- Murs extérieurs (double cloison) : deux (02) cloisons en briques creuses de 10cm séparés par une lame d'air de 5 cm .
- Murs intérieurs (simple cloison) : sont des cloisons de séparations de 10cm d'épaisseur .

I.3.3 Revêtements :

Les revêtements de la structure sont constitués par :

- Carrelage de 2cm pour tout l'étage et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau .
- Enduit de plâtre pour les plafonds .
- Mortier de ciment pour les murs intérieurs et crépissage des façades extérieures.

I.3.4 L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé de 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur. Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs, et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

I.3.5 Les escaliers :

La circulation verticale entre les étages est assurée par des escaliers droits à deux volets.

Les paillasses ainsi que les paliers seront en béton armé ; les marches et les contres marches doivent être parfaitement lisses et aptes à recevoir un revêtement granito ou autres.

I.3.6 Infrastructure :

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol. Pour notre projet, les fondations ont été choisies conformément au rapport du sol donné par le laboratoire. **σ_{sol} =1.5 bars.**

II.1 Prédimensionnement des planchers :

II.1.1 Plancher corps creux :

L'épaisseur du plancher est calculée à l'aide des deux formules suivantes imposées par les règles CBA93.

- $\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$
- $h_t \geq \frac{L}{22.5}$

➢ h_t : l'épaisseur du plancher

➢ L : la plus longue portée des poutrelles mesurée à nus des appuis (entre axe).

Pour notre bloc, L = 520 cm

- 27.50 cm ≥ h_t≥ 20.8cm
- $h_t \geq 23.11$cm

On adopte $h_t = 24.00 \Rightarrow h_t = (20+4)$ cm

II.1.2 Plancher dalles pleines :

Le prédimensionnement de l'épaisseur des dalles pleines dépend des critères suivants :

❖ **Critère de résistance à la flexion :**

Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis : [Ouvrage en béton armé, H.Renaud, page 179]

$\frac{L}{45} \leq e_p \leq \frac{L}{40}$pour les dalles continues =>11.55≤e_p≤13 ; L = 5.20m

❖ **Sécurité contre l'incendie : [Ouvrage en béton armé –Page179]**

✓ e_p = 7cm : peut assurer un coupe-feu d'une heure.

✓ e_p = 11cm : peut assurer un coupe-feu de deux heures.

❖ **Condition d'isolation acoustique : [Ouvrage en béton armé –Page179]**

$e_p \geq 15$ cm

Conclusion :

Pour les dalles pleines, on adoptera e_p= 15 cm

II.2 2 Prédimensionnement des poutres :

Le dimensionnement des poutres sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau II. 1: Prédimensionnement des poutres

	Poutres principales	**Poutres secondaires**
Condition de résistance	L= 6.00 m ⇒$40 \leq h \leq 60$ On adopte : h = 55 cm⇒ $16.5 \leq b \leq 38.5$ On adopte : b = 35 cm	L=5.20 m ⇒ $34.67 \leq h \leq 52$ On adopte : h = 40 cm ⇒ $13.5 \leq b \leq 31.5$ On adopte : b = 35 cm
vérification selon la RPA	b= 35 ≥ 20 cm CV h = 55 ≥ 30 cm CV h/b = 1.57 < 4 CV	b = 30cm ≥ 20cm CV h = 45 ≥ 30 cm CV h/b =1.5 <4 CV
condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	h/L = 0.10 > 0.06 CV	h/L = 0.09 > 0.06 CV
conclusion	b = 35 cm ; h = 55 cm	b = 35 cm ; h = 40 cm

II.3 Évaluation des charges : [DTR B.C 2.2]

II.3.1 Charge permanente :

II.3.1.1 Maçonnerie :

a) Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau II. 2 : Charge permanente du mur intérieur

N°	**Composants**	**Epaisseur(m)**	**Poids surf (kN/m²)**	**Référence**
1	Enduit en plâtre	0.02	0.36	DTR B.C.2.2 C.2-Enduits
2	Brique creuse	0.10	0.9	DTRB.C.2.2C.1maçonnerie
3	Enduit en ciment	0.02	0.36	DTR B.C.2.2 C.2-Enduits
TOTAL			**1.62**	

b) Murs extérieurs (double cloison) :

Tableau II. 3 : Charge permanente du mur extérieur

N°	**Composants**	**Epaisseur(m)**	**Poids surf (kN/m²)**	**Référence**
1	Enduit en ciment	0.02	0.36	DTR B.C.2.2 C.2 Enduits
2	Brique creuse	0.10	0.90	DTR B.C.2.2 C.1 maçonnerie
3	Brique creuse	0.10	0.90	DTR B.C.2.2 C.1 maçonnerie
4	Enduit en ciment	0.02	0.36	DTR B.C.2.2 C.2-Enduits
TOTAL				**2.52**

II.3.1.2 Plancher terrasse :

Tableau II. 4 : Charge permanente du plancher terrasse

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids surf (kN/m^2)	Référence
1	Gravillon roulé	0.04	0.8	DTR B.C.2.2 C.5-Toitures
2	Etanchéité multicouche	0.02	0.12	DTR B.C.2.2 C.5-Toitures
3	Papier Kraft	–	0.05	DTR B.C.2.2 C.5-Toitures
4	Forme de pente	0.10	2.20	DTR B.C.2.2 C.5-Toitures
5	Film polyane	–	0.01	DTR B.C.2.2 C.4- Poids volum
6	Plaque de liège	0.04	0.03	DTR B.C.2.2 C.5-Toitures
7	Pare vapeur	0.01	0.06	DTR B.C.2.2 C.5-Toitures
8	Plancher corps creux(20+4)	–	3.30	DTR B.C.2.2 C.3- Planchers
9	Enduit en plâtre	0.02	0.20	DTR B.C.2.2 C.2- Enduits
TOTAL				**6.77**

II.3.1.3 Plancher courant :

Tableau II. 5 : Charge permanente du plancher courant (Corps creux)

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids surf (kn/m^3)	Références
1	Carrelage	0.02	0.4	DTR B.C.2.2 C.4-Revêtement du Planchers
2	Lit de sable	0.02	0.54	DTR B.C.2.2 ANEXES VI -A
3	Mortier de pose	0.03	0.4	DTR B.C.2.2 C.4-Revêtement du Planchers
4	Plancher corps creux	(20+4)	3.3	DTR B.C.2.2 C.3- Planchers
5	Enduit de plâtre	0.02	0.2	DTR B.C.2.2 C.2- Enduits
6	Les murs simples cloison	0.10	1.62	DTR B.C.2.2 C.1 maçonnerie
TOTAL				**6.46**

Tableau II. 6 : Charges permanentes du plancher courant (dalle pleine).

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m2)
1	Carrelage	0,02	0.44
2	Mortier de pose	0,02	0.4
3	Lit de sable	0,02	0.34
4	Dale en béton armé	0,15	3.75
5	Enduit en ciment	0,02	0.4
6	Cloison légère	0.10	1.62
TOTAL			**6.95**

II.3.2 Charges d'exploitation :

- Terrasse inaccessible : Q = 1 kN/m^2
- Sous-sol : Q = 3.5 kN/m^2
- RDC (commerce) : Q = 5KN/m^2
- 1^{ier} étage (Bureau) : Q = 2.5KN/ m^2
- Etage courant : Q = 1.5 KN/m^2
- Balcons Q = 3.5KN/m^2

II.4 Prédimensionnement des poteaux :

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on utilise un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des charges exploitation à l'état limite ultime Nu = 1.35 G+1.5 Q ,

II.4.1 Choix du poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est (C-4)

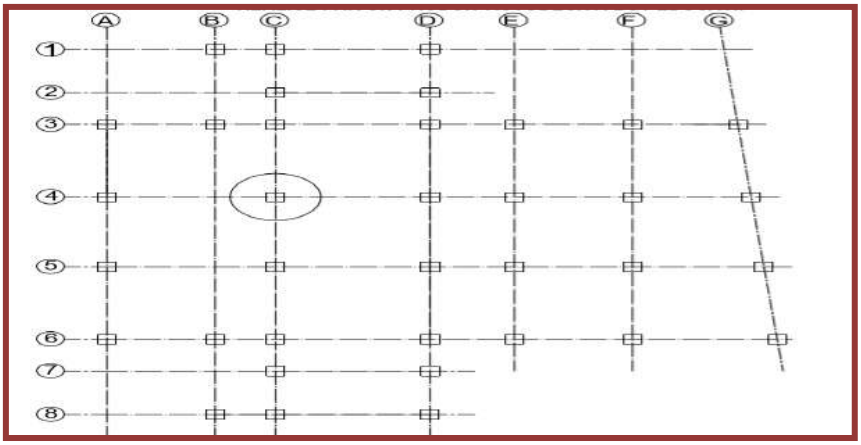


Figure II. 1 : Poteau plus sollicité

II.4.2 Dimensions des poteaux :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA.99 version 2003 : Min (b, h) ≥ 30 cm. (Zone III)

Tableau II-7 : Prédimensionnement des poteaux

Niveau d'étage		5^{ième}	4 ^{ième}	3^{ième}	2^{ième}	1^{ier}	RDC	Sous-sol
Dimension du poteau	b (cm)	35	35	40	40	45	45	50
	h (cm)	35	35	40	40	45	45	50

Pour les poteaux rectangulaires (carrés), on doit respecter la formule suivante : **CBA 93 (B.8.4.1)**

$$N_u \leq \alpha\left(\frac{B_r \cdot f_{C28}}{0.9\,\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s}\right) = \bar{N}$$

Les données :

f_{C28} = 25 MPa ; f_e = 400 MPa ; Situation durable : (γ_b = 1.5 ; γ_s = 1.15)

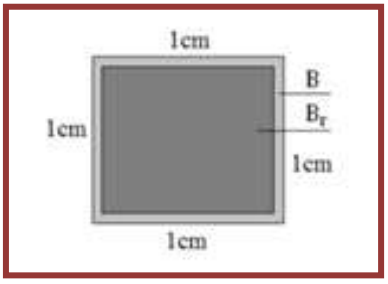


Figure II. 2. La section réduite du poteau**.**

II.4.2.1 Calcul de l'effort normal $\bar{N}$:

Tableau II.8 : Effort normal $\bar{N}$ pour chaque section de poteau

Niveau	(b*h)	L_f (m)	i=b/(√12) (m)	Λ	f_{c28} (Mpa)	B (mm2)	B_r (mm2)	A_S (cm2)	α	$\bar{N}$(kN)
5ième	35	2.14	0.101	21.20	25	122500	108900	123	0.792	3626.95
4ième	35	2.14	0.101	21.20	25	122500	108900	123	0.792	3626.95
3ième	40	2.14	0.115	18.55	25	160000	144400	123	0.805	4876.42
2ième	40	2.14	0.115	18.55	25	160000	144400	123	0.805	4876.42
1ier	45	2.38	0.130	18.32	25	202500	184900	123	0.806	6242.64
RDC	45	3.21	0.130	24.73	25	202500	184900	123	0.773	5986.81
Sous-sol	50	2.86	0.144	19.79	25	250000	230400	123	0.799	7703.78

II.4.2.2 Choix du poteau le plus sollicité :

Calcul de la surface reprise par le poteau :

S_{totale}= 28.175 cm^2 ;$S_{plancher}$ =24.44 cm^2

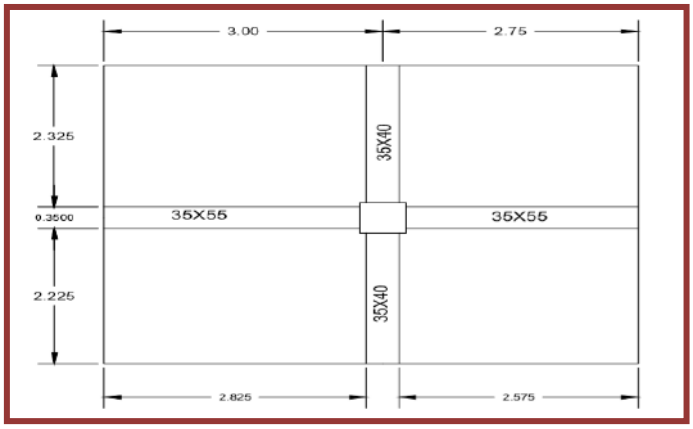


Figure II.3. Surface reprise par le poteau le plus sollicité

II.4.2.3 Charges permanentes :

Tableau II.9 : Charges permanentes cumulées des surfaces reprises

Niveau	$G_{plancher}$(KN)	G_{PP}(KN)	G_{PS}(KN)	G_{poteau}(KN)	G_{niveau}(KN)	$G_{cumulé}$(KN)
5ième	165.46	24.54	15.92	8.64	214.56	214.56
4ième	157.88	24.54	15.92	8.64	206.98	421.54
3ième	157.88	24.54	15.92	11.28	209.62	631.16
2ième	157.88	24.54	15.92	11.28	209.62	840.78
1ier	157.88	24.54	15.92	16.00	214.34	1055.12
RDC	157.88	24.54	15.92	22.02	220.36	1275.48
Sous-sol	157.88	24.54	15.92	24.00	222.34	1497.82

II.4.2.4 Charges d'exploitation :

Pour déterminer les charges d'exploitation, on utilise la loi de dégression suivante :

$$\sum Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}\sum_{i=1}^{n} Q_i$$

Tableau II.10 : Charges d'exploitation cumulées des surfaces reprises

étage		Q(KN)	N	3+n/2n	Qcum (kN)
5	Q_0	23.83	0		23.83
4	Q_1	35.75	1	1	59.58
3	Q_2	35.75	2	0.95	91.75
2	Q_3	35.75	3	0.9	120.34
1	Q_4	59.58	4	0.85	165.62
RDC	Q_5	119.15	5	0.8	252.60
Sous-sol	Q_6	83.41	6	0.75	300.85

II.4.2.5 L'effort normal ultime N_u :

$N_u = 1.35\ G+1.5\ Q$, $N_u^* = 1.1\ N_u$

Tableau II.11 : Vérification de l'effort normal

Etage	G_{cum}(KN)	Q_{cum} (kN)	N_U	1,1*N_U	$\tilde{N}_u$ (kN)	Vérification
5	214.56	23.83	325.40	357.94	3626.95	**cv**
4	421.54	59.58	658.44	724.28	3626.95	**cv**
3	631.16	91.75	989.68	1088.65	4876.42	**cv**
2	840.78	120.34	1315.57	1447.13	4876.42	**cv**
1	1055.12	165.62	1672.84	1840.12	6242.64	**cv**
RDC	1275.48	252.60	2100.80	2310.88	5986.81	**cv**
Sous-sol	1497.82	300.85	2473.34	2720.67	7703.78	**cv**

Conclusion :

Les sections des poteaux de tous les niveaux sont suffisantes par rapport aux efforts normaux ultimes.

II.4.2.6 Vérification selon le RPA99 version2003 :

a) Vérification des sections :

Tableau II.12 : Vérification des sections selon le RPA99 version2003

Condition	Vérification	Remarque
Zone III Min(b_1,h_1)≥ 30 cm Min(b_1,h_1) ≥h_e/20 $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$	**RDC** Min (b_1,h_1)= 45cm h_e/20 = (459-55)/20= 20.2cm b_1/h_1=1	CV
	Sous-sol Min (b_1, h_1)= 45cm h_e/20 = (408-55)/20= 17.65 cm b_1/h_1=1	CV

c) Vérification aux zones nodales :

Il nous reste à vérifier **:**

- $b_{max} \leq 1.5h_1+b_1$

$d \leq Max\ (b_1/2;h_1/2)$

Tableau II.13 : Vérification aux zones nodales selon le RPA99 version2003

Etage	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$1.5h_1+b_1$	$b_{max} \leq 1.5h_1+b_1$	D (cm)	Max ($b_1/2;h_1/2$)	$d \leq max$ ($b_1/2,h_1/2$)
3	35	40	40	100	CV	2.5	20	CV
2	35	40	40	100	CV	2.5	20	CV
1	35	45	45	112.5	CV	5	22.5	CV
RDC	35	45	45	112.5	CV	5	22.5	CV
Sous-sol	35	50	50	125	CV	7.5	25	CV

II.5 Prédimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales ainsi qu'une partie des charges horizontales.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition L ≥ 4a. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Le RPA99 version 2003►► [Art 7.7.1] ◄◄, exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

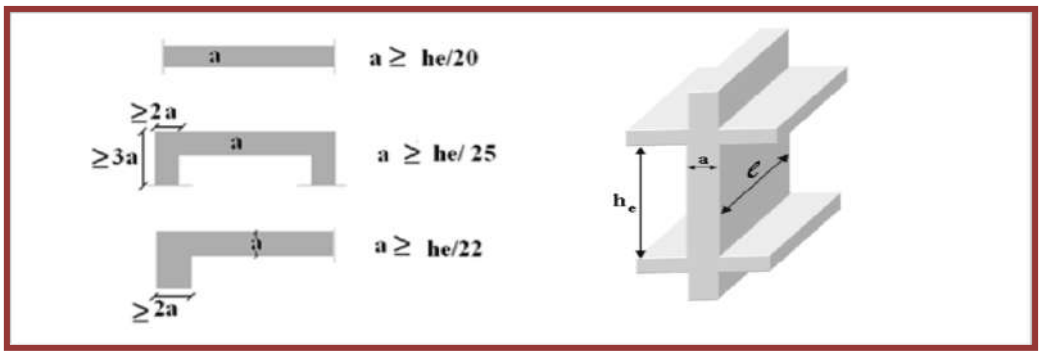


Figure II.4. Vue en plan et vue en 3D du voile

a ≥ max (15cm ; h_e/25 ; h_e/22; h_e/20)⟹ $a \geq \max(15\ cm; \frac{h_e}{20})$

On a : a =4.59-0.55=4.04 m ⟹ a ≥ 18.36 cm

On choisi a = 19 cm

Pour le sous-sol on choisi a=20 cm.

III.1 L'acrotère :

III.1.1 Calcul des sollicitations à ELU et ELS :

Tableau III.1 : Les sollicitations à ELU et ELS

Evaluation des charges et surcharge	Les sollicitations à ELU	
G = (ht x a x 1ml) x ℑ béton = (0.75 x 0.1 x 1) x 25 G=1.875 kN/ml	**Effort normal**	Nu= 1.35G = 1.35x1.875= 2.53 kN
	Moment	Mu = 1.5xQxh=1.5x1x0.6=0.9 kN
	Effort tranchant	Tu = 1.5Q = 1.5x1 = 1.5 kN
Q = 1 kN/ml	**Les sollicitations à ELS**	
	Effort normal	N_{ser}= G= 1.875 kN
	Moment	M_{ser} =Qxh=1x0.6=0.6 kN
	Effort tranchant	T_{ser}= Q = 1 kN

III.1.2 Calcul du ferraillage de l'acrotère à L'ELU :

Le calcul du ferraillage se fait à L'ELU pour une section rectangulaire (100x10) cm^2 soumis à la flexion composée et en situation durable.

Les données :

b= 100 cm ; h=10cm ; c_1 = 2.5 cm ; c_2 =2.5 cm ; f_{c28} = 25Mpa ; f_{t28}= 2.1 Mpa ; Fe= 400 Mpa ; Nu=2.53 Kn; M_u=0.90Kn.m; N_{ser}=1.875 Kn; M ser=0.60Kn.m.

D'après le calcul à L'ELU, on adopte les sections suivantes :

- Pour les armatures de répartition on a : $A_{rép} \geq \frac{A}{4}$
- Pour les armateurs vertical : St =100/6=17cm ≤ Min [h/3 ; 33cm]=30cm (C'est vérifier)
- Pour les armateurs horizontaux : St =100/3=33cm ≤Min [h/3 ; 33cm]=30cm(C'est vérifier)

Tableau III.2 : Récapitulation des résultats

Section	Section choisie	Espacement
A_1=4.4cm²	$A_{1\ choisie}$ =6HA10=4.71cm²	$S_{choisie}$ =15cm
$A_{rép-1}$= 1.17cm²	$A_{rép-1choisie}$ =3HA8=1.51 cm²	$S_{\ choisie}$ =20cm
A_2=4.4cm²	$A_{2choisie}$ =6HA10=4.71cm²	$S_{\ choisie}$ =15cm

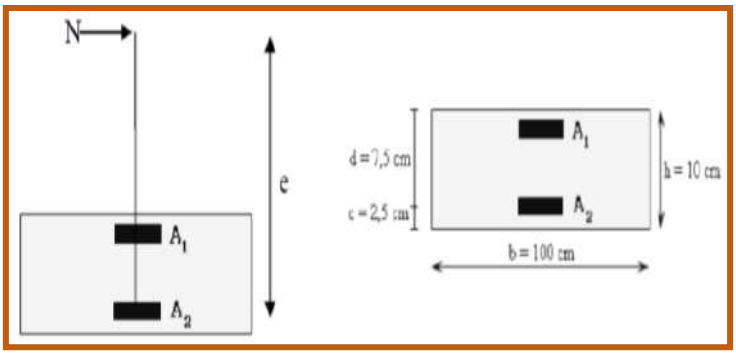


Figure III.1. Section de béton armé dans l'acrotère

III.1.3 La vérification des contraintes à l'ELS :

Vérification Les contraintes de béton et d'acier doit être vérifié à l'ELS et la fissuration est considérée comme préjudiciable. $\overline{\sigma}_b$=0.6x fc28 ; $\overline{\sigma}_s$=Min $[\frac{2}{3}Fe; 110\sqrt{1.6xf\,t28}]$

Tableau III.3 : vérification des contraintes à l'ELS.

Les contraintes	Les contraintes admissibles	Vérification
σ_b= 0.34 MPA	$\overline{\sigma}_b$=0.6xfc28=15 MPA	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$CV
σ_{s1}=2.19 MPA	$\overline{\sigma}_{s1}$=202MPA	$\sigma s1 \leq \overline{\sigma}_{s1}$ CV
σ_{s2}=2.69 MPA	$\overline{\sigma}_{s2}$=202MPA	$\sigma_{s2} \leq \overline{\sigma}_{s2}$CV

❖ **La vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :**

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

$\tau u = \frac{Vu}{bxd}$=0.02MPa≤ $\bar{\tau}$= Min $[0.15\frac{fc28}{\gamma b}$;4MPA]=2.50MPa CV

Alors : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Remarque : Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures semblables.

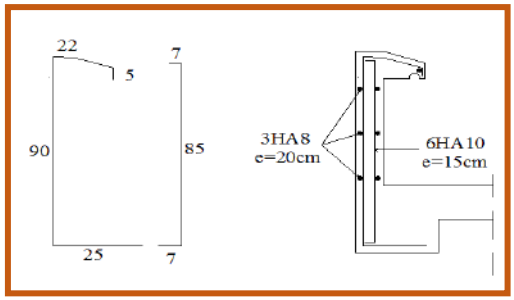


Figure III.2. Ferraillage de l'acrotère

III.2 Les poutrelles :

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage.
- Après coulage.

III.2.1 Avant coulage :

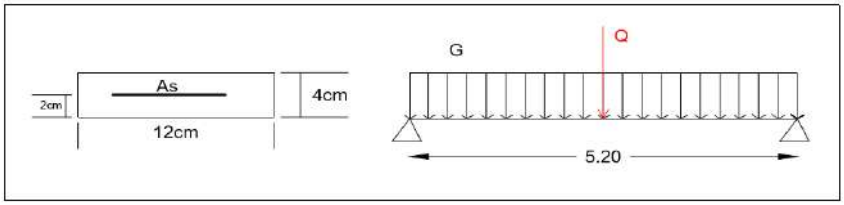


Figure III.3. Schéma de la poutrelle avant coulage

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12*4 cm²

Tableau III.4. Les charges de la poutrelle avant coulage

L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
5.20	2.60	**Poids de la poutrelle**	**Poids du corps creux**
		0.12*0.04*25 = 0.12	0.65*1 = 0.65
		0.77	

- **Vérification de la flèche :**

$f_{max} = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL3}{48EI} = \frac{5*0.77*5200^4}{384*10818*6.4*10^5} + \frac{2600*5200^3}{48*10818*6.4*10^5} = 215.88$ cm

$f_{max} = 215.88$ cm $\geq f = 1.02$ cm CNV

Remarque :

Après les calculs on a prévoir trois étais le long de la travée espacés de 1.30 m pour que la poutrelle supporte les charges avant le coulage de la dalle de compression.

III.2.2 Après coulage :

Le calcul des poutrelles se fait par la méthode forfaitaire et au type le plus défavorable, pour cela on va étudier le cas de poutrelle de 5 travées.

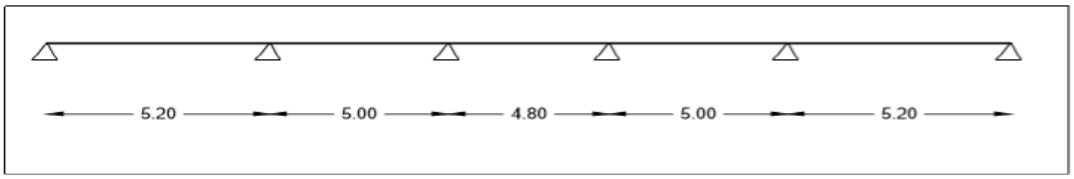


Figure III.4. Poutrelle à 5 travées

- **Evaluation des charges et surcharges :**

Tableau III.5. Combinaison des charges

	G(KN/m2)	G(KN/ml)	Q(KN/m2)	Q(KN/ml)	P_U(KN/ml)	P_{SER}(KN/ml)
5 ième	6.77	4.40	1.00	0.65	6.92	5.05
4ième	6.46	4.20	1.50	0.98	7.13	5.17
3ième	6.46	4.20	1.50	0.98	7.13	5.17
2ième	6.46	4.20	1.50	0.98	7.13	5.17
1ier	6.46	4.20	2.50	1.63	8.11	5.82
RDC	6.46	4.20	5.00	3.25	10.54	7.45
Sous sol	6.46	4.20	3.50	2.28	9.08	6.47

- **Les moments et les efforts tranchants des poutrelles :**

Pour le 5ième étage

A l'E.L.U :

Tableau III.6. Moments et efforts tranchants à l'E.L.U

Travée	P_u(KN/m)	L	M_0(kN.m)	M_t(kN.m)	M_w(kN.m)	M_e(kN.m)	T_w(kN)	T_e(kN)
A-B	6.92	5.20	23.39	16.37	4.68	11.70	16.64	-19.34
B-C	6.92	5.00	21.63	12.98	10.82	8.65	17.73	-16.87
C-D	6.92	4.80	19.93	12.95	7.97	7.97	16.61	-16.61
D-E	6.92	5.00	21.63	13.40	8.65	10.82	16.87	-17.73
E-F	6.92	5.20	23.39	16.37	11.70	4.68	19.34	-16.64

A l'E.L.S :

Tableau III.7. Moments et efforts tranchants à l'E.L.S

Travée	Ps	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w(kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	5.05	5.20	17.07	11.95	3.41	8.54
B-C	5.05	5.00	11.69	9.47	8.54	6.31
C-D	5.05	4.80	14.54	9.45	6.31	6.31
D-E	5.05	5.00	15.78	9.47	6.31	8.54
E-F	5.05	5.20	17.07	11.95	8.54	3.41

Pour le 4ième, 3ième, 2ième étages :

A l'E.L.U :

Tableau III.8. Moments et efforts tranchants à l'E.L.U

Travée	P_u(KN/m)	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e(kN.m)	T_w (kN)	T_e(kN)
A-B	7.13	5.20	24.10	16.87	4.82	12.05	17.15	-19.93
B-C	7.13	5.00	22.28	13.37	12.05	8.91	18.27	-17.38
C-D	7.13	4.80	20.53	13.34	8.91	8.91	17.11	-17.11
D-E	7.13	5.00	22.28	13.80	8.91	12.05	17.38	-18.27
E-F	7.13	5.20	24.10	16.87	12.05	4.82	19.93	-17.15

A l'E.L.S :

Tableau III.9. Moments et efforts tranchants à l'E.L.S

Travée	Ps	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w(kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	5.17	5.20	17.47	12.23	3.49	8.74
B-C	5.17	5.00	16.16	9.70	8.74	6.46
C-D	5.17	4.80	14.89	9.68	6.46	6.46
D-E	5.17	5.00	16.16	9.70	6.46	8.74
E-F	5.17	5.20	17.47	12.23	8.74	3.49

Pour le 1ier étage :

A l'E.L.U :

Tableau III.10. Moments et efforts tranchants à l'E.L.U

Travée	P_u(KN/m)	L	M_0(kN.m)	M_t(kN.m)	M_w(kN.m)	M_e(kN.m)	T_w(kN)	T_e(kN)
A-B	8.11	5.20	27.41	19.19	5.48	13.71	19.50	-22.67
B-C	8.11	5.00	25.34	15.20	13.71	10.14	20.78	-19.77
C-D	8.11	4.80	23.36	15.18	10.14	10.14	19.46	-19.46
D-E	8.11	5.00	25.34	15.69	10.14	13.71	19.77	-20.78
E-F	8.11	5.20	27.41	19.19	13.71	5.48	22.67	-19.50

A l'E.L.S :

Tableau III.11. Moments et efforts tranchants à l'E.L.S

Travée	Ps	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w(kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	5.82	5.20	19.67	13.77	3.93	9.84
B-C	5.82	5.00	18.19	10.91	9.84	7.28
C-D	5.82	4.80	16.76	10.89	7.28	7.28
D-E	5.82	5.00	18.19	10.91	7.28	9.84
E-F	5.82	5.20	19.67	13.77	9.84	3.93

Pour le RDC :

A l'E.L.U :

Tableau III.12. Moments et efforts tranchants à l'E.L.U

Travée	P_u(KN/m)	L	M_0(kN.m)	M_t(kN.m)	M_w(kN.m)	M_e(kN.m)	T_w(kN)	T_e(kN)
A-B	10.54	5.20	35.63	24.94	7.13	17.82	25.35	-29.46
B-C	10.54	5.00	32.94	19.76	17.82	13.18	27.01	-25.69
C-D	10.54	4.80	30.36	19.73	13.18	13.18	25.30	-25.30
D-E	10.54	5.00	32.94	20.40	13.18	17.82	25.69	-27.01
E-F	10.54	5.20	35.63	24.94	17.82	7.13	29.46	-25.35

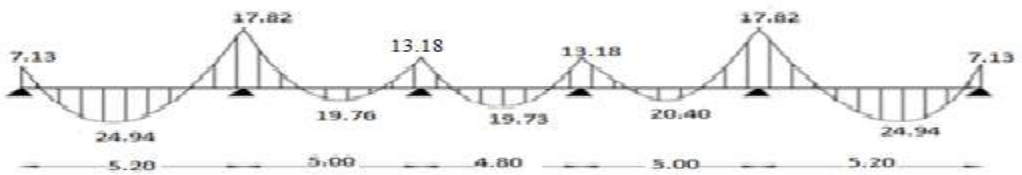


Figure III.5.Diagramme des moments à L'ELU

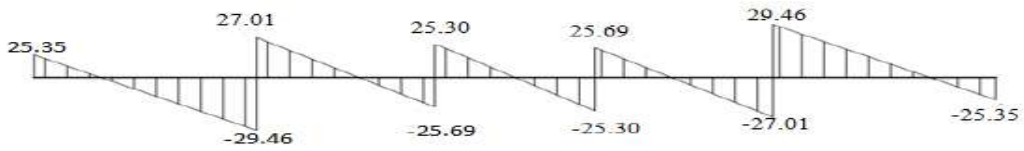


Figure III.6.Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

A l'E.L.S :

Tableau III.13. Moments et efforts tranchants à l'E.L.S

Travée	Ps	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w(kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	7.45	5.20	25.18	17.63	5.04	12.59
B-C	7.45	5.00	23.28	13.97	12.59	9.31
C-D	7.45	4.80	21.46	13.95	9.31	9.31
D-E	7.45	5.00	23.28	13.97	9.31	12.59
E-F	7.45	5.20	25.18	17.63	12.59	5.04

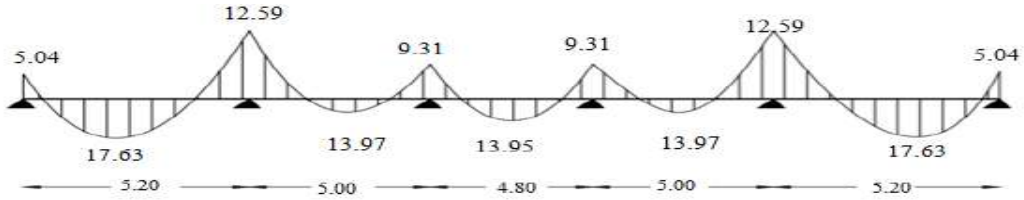


Figure III.7.Diagramme des moments à L'ELS

Pour le sous-sol :

A l'E.L.U :

Tableau III.14. Moments et efforts tranchants à l'E.L.U

Travée	P_u(KN/m)	L	M_0(kN.m)	M_t(kN.m)	M_w(kN.m)	M_e(kN.m)	T_w(kN)	T_e(kN)
A-B	9.08	5.20	30.69	21.48	6.14	15.35	21.84	-25.38
B-C	9.08	5.00	28.38	17.03	15.35	11.35	23.27	-22.13
C-D	9.08	4.80	26.15	17.00	11.35	11.35	21.79	-21.79
D-E	9.08	5.00	28.38	17.58	11.35	15.35	22.13	-23.27
E-F	9.08	5.20	30.69	21.48	15.35	6.14	25.38	-21.84

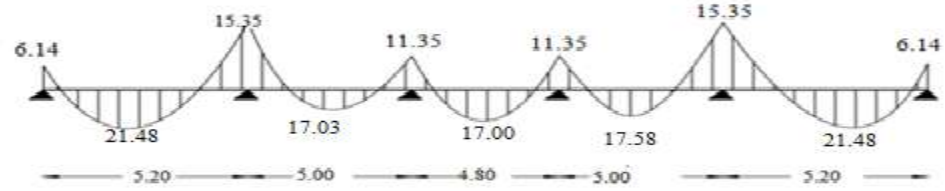


Figure III.8.Diagramme des moments à L'ELU

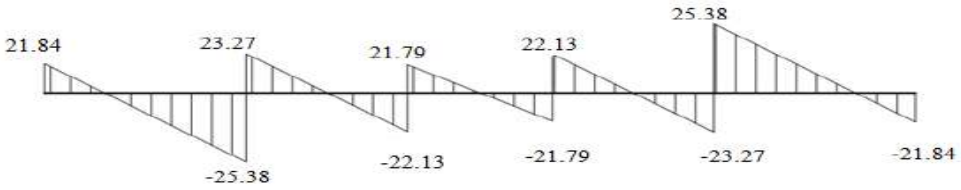


Figure III.9.Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

A l'E.L.S :

Tableau III.15. Moments et efforts tranchants à l'E.L.S

Travée	Ps	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w(kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	6.47	5.20	21.87	15.31	4.37	10.94
B-C	6.47	5.00	20.22	12.13	10.94	8.09
C-D	6.47	4.80	18.63	12.11	8.09	8.09
D-E	6.47	5.00	20.22	12.13	8.09	10.94
E-F	6.47	5.20	21.87	15.31	10.94	4.37

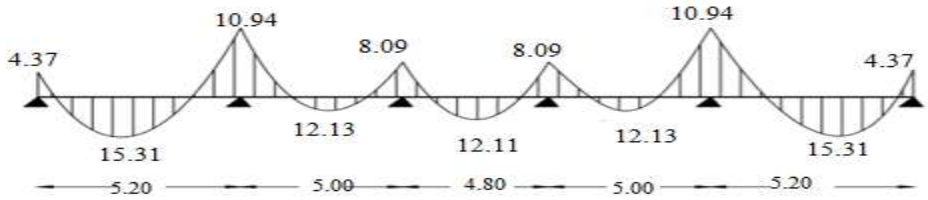


Figure III.10.Diagramme des moments à L'ELS

- **<u>Calcul du ferraillage des poutrelles:</u>**

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.
- Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :

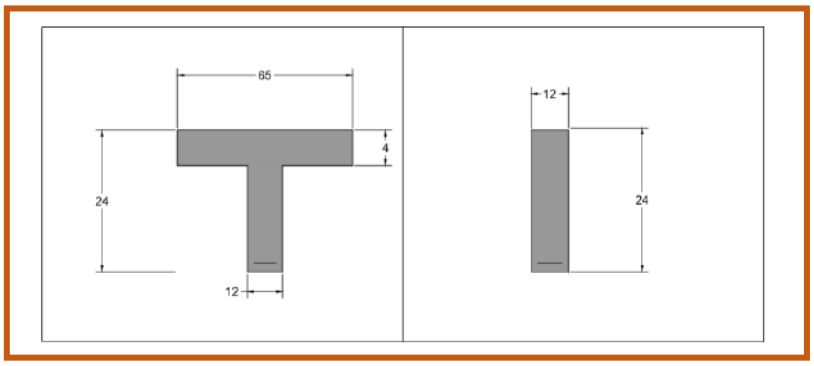


Figure III.11.les sections considérées pour le calcul des ferraillages. En travée (à gauche); En appui (à droite)

a) Armatures longitudinales :

Les données : b_0=120mm ; d=210mm ; f_{c28}=25 MPa; γ_b= 1.5.

- **Sous-sol et les étages :**

➢ **A l'ELU :**

Tableau III.16 : calcul des armatures

		En travée section T	Aux appuis section rectangulaire
ELU	**M_u (kN.m)**	21.48	15.35
	A (cm^2)	3.02	2.37
	Le chois	**A=1HA10 + 2HA12 = 3.04 cm^2**	**2HA10 + 1HA12 = 1.57+1.13 = 2.70 cm^2**
	A_{min} (cm^2)	1.56	0.288
	A_{cal}>A_{min}	CV	CV

➢ **l'E.L.S :**

Tableau III.17. Vérification à l'E.L.S

	En travée section T	Aux appuis section rectangulaire
Mser (kN.m)	15.31	10.94
$\overline{\sigma_b}$	15	15
σb (MPa)	5.14	11.24
$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	Oui	oui

❖ **Plancher RDC :**

➢ **A l'ELU :**

Tableau III.18: calcul des armatures

		En travée section T :	Aux appuis section rectangulaire
ELU	**M_u (kN.m)**	24.94	17.81
	A (cm^2)	3.52	2.83
	Le chois	**1HA14+2HA12 =3.80 cm2**	**1HA10+2HA12=3.04 cm2**
	A_{min} (cm^2)	1.56	0.288
	A_{cal}>A_{min}	CV	CV

➢ **A l'E.L.S :**

Tableau III.19. Vérification à l'E.L.S

	En travée section T	**En appuis section rectangulaire**
Mser (kN.m)	17.63	12.59
$\overline{\sigma_b}$	15	15
σb (MPa)	5.50	12.50
$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	Oui	oui

b) Armatures transversales :

❖ **Plancher sous-sol et les étages :**

- **Vérification de contrainte de cisaillement :**

T_{max}=25.38 KN;

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

$\tau_u = \frac{V_{u\,max}}{b_0 d}$=1.07 MPa≤ $\bar{\tau}_u = Min\,[\,0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\,;5\,MPa\,]$= 3.33MPa cv

- **Section d'armatures transversales :**

Après avoir fait les calculs nécessaires en flexion simple, les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau III.20. Armatures transversales

Armatures transversales	**Espacement**
2Ø8	**15 Cm**

- **Vérification de la flèche** :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche, si les trois conditions suivantes sont vérifiées.

➢ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{0.24}{5.2} = 0.046 < 0.062$ **(CNV)**

➢ $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15\,M_0} \Leftrightarrow 0.046 < \frac{15.31}{15*21.87} = 0.07$ **(CNV)**

➢ $\frac{A}{b_0 .d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Leftrightarrow \frac{0.56}{12*21} = 0.0022 < \frac{3.6}{400} = 0.009$ **(CV)**

Comme les conditions ne sont pas toutes vérifiées, on passe au calcul de la flèche.

Tableau III.21.vérification de la flèche

M(kN.m)	A(cm^2)	y (cm)	ρ	ß1	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
15.31	3.04	8.87	0.01206	0.851	281.81	0.766	3.41	1.17
I (cm^4)	**I_{fi} (cm^4)**	**I_{fv} (cm^4)**	**L(m)**	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δf (mm)**	**f_{adm}(mm)**	**$\Delta f<f_{adm}$**
33643.35	10250.54	18104.41	5.2	12.56	21.33	8.77	10.2	**cv**

❖ **Plancher RDC:**

✓ **Vérification de la contrainte du cisaillement :**

T_{max}=29.46 KN;

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

$\tau_u = \frac{V_{u\,max}}{b_0 d}$ =1.24 MPa $\leq$ $\bar{\tau}_u = Min\,[\,0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\,;5\,MPa\,]$= 3.33MPa cv

✓ **Section d'armatures transversales :**

Après avoir fait les calculs nécessaires en flexion simple, les résultats sont me

Tableau III.22. Armatures transversales

Armatures transversales	Espacement
2Ø8	**15 cm**

- **Vérification de la flèche** :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche, si les trois conditions suivantes sont vérifiées.

➢ $\frac{□}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{0.24}{5.2}$ = 0.046 <0.062 **(CNV)**

➢ $\frac{□}{L} \geq \frac{M_t}{15\,M_0} \Leftrightarrow 0.046 < \frac{15.31}{15*21.87}$= 0.07 **(CNV)**

➢ $\frac{A}{b_0 .d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Leftrightarrow \frac{0.56}{12*21}$ =0.0022 $< \frac{3.6}{400}$ = 0.009 **(CV)**

Comme les conditions ne sont pas toutes vérifiées, on passe au calcul de la flèche.

M(kN.m)	A(cm^2)	y (cm)	ρ	ß1	σ_s (MPa)	M	λ_i	λ_v
17.63	3.8	9.11	0.01508	0.839	263.32	0.796	2.73	1.17
I (cm^4)	**I_{fi} (cm^4)**	**I_{fv} (cm^4)**	**L(m)**	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δf (mm)**	**f_{adm}(mm)**	**$\Delta f<f_{adm}$**
35287.31	12247.35	20782.40	5.2	12.10	21.39	9.29	10.2	**cv**

Tableau III.23.vérification de la flèche

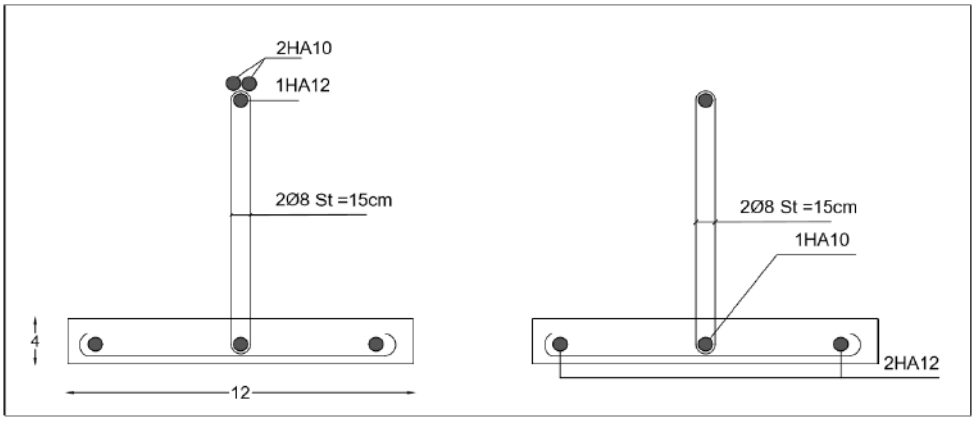


Figure III.12. Ferraillage des poutrelles en zone d'appui (gauche), en travée (droite) pour sous-sol et les étages

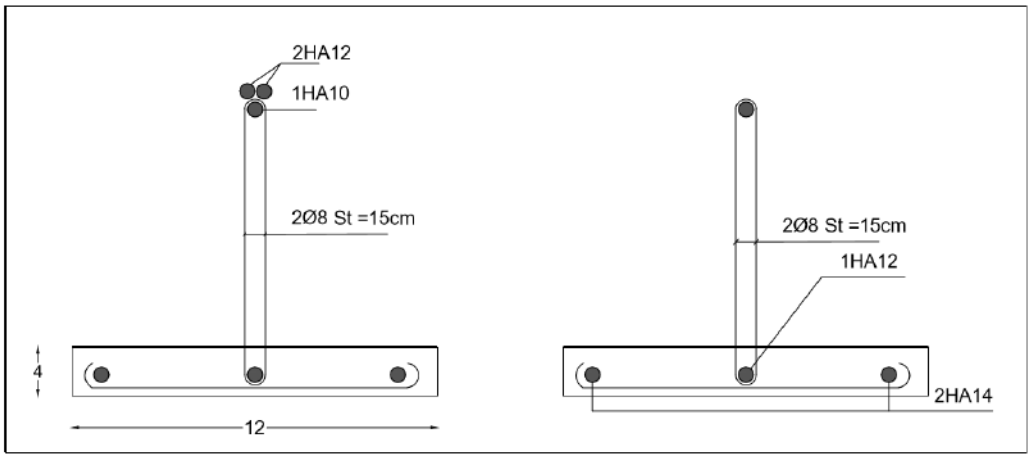


Figure III.13. Ferraillage des poutrelles en zone d'appui (gauche), en travée (droite) pour le RDC

III.2.3 La dalle de compression :

La dalle de compression a un rôle de distribution des charges verticales sur les poutrelles, ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle ; On prévoit un ferraillage en

quadrillage. Cette dalle a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 cm entre les poutrelles. La section d'armatures à prévoir doit satisfaite aux conditions suivantes :

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à :
  $a_1 \leq 20$ cm
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à :
  $a_2 \leq 33$ cm
- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$A_\perp \geq \frac{200}{f_e}$ Si L≤ 50 cm

$A_\perp \geq 0.02\ L\ \frac{200}{f_e} = \frac{4\ L}{f_e}$ Si 50cm≤ $L \leq 80\ cm$

Dans notre ouvrage, on a : L = 65 cm, donc :

$$50\text{ cm} \leq L \leq 80\text{ cm} \Rightarrow A_\perp \geq 0.02\ L\ \frac{200}{f_e} = \frac{4\ L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} \Rightarrow A_\perp = 0.5\ \text{cm}^2/\text{ml}$$

- La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par :

$A_{//} = \frac{A_\perp}{2} \Longrightarrow A_{//} = \frac{0.5}{2} = 0.25\ \text{cm}^2/\text{ml}$

$A_\perp = 5\ Ø5 = 0.98\ \text{cm}^2$,	esp = 20 cm
$A_{//} = 5\ Ø5 = 0.98\ \text{cm}^2$,	esp = 20 cm

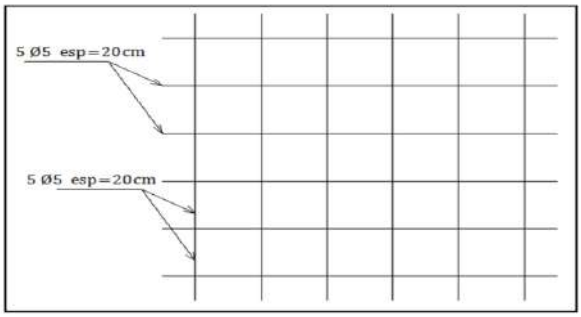


Figure III.14 Disposition des armatures de la dalle de compression

III.3 LES ESCALIERS :

Escalier N°02 : $h_{étage}$ =3.40 m

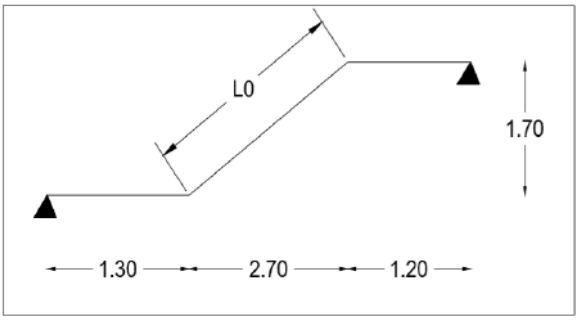


figure III. 15. Schema statique pour le pour le volée

III.3.1 Détermination des sollicitations :

Tableau III.24. Combinaisons des charges dans l'escalier

	G (kN/m2)	Q (kN/m2)	P_u (kN/m2)	P_{ser} (kN/m2)
Pallier	5.7	2.5	11.45	8.2
Pallaisse	8.55	2.5	15.29	11.05

Dimensionnement :

$\tan \alpha = \frac{1.70}{2.70} = 0.629 \Longrightarrow \alpha = 32.19°$; $L_0 = \frac{H}{\sin \alpha}$ =3.19 m

Vérification de la formule de blondel :

On prend n=10; h =17 cm ; g = 30 cm

$$\begin{cases} (59 \leq g + 2h \leq 66)\text{cm} \\ 16 \leq g \leq 18\ cm \\ 22 \leq h \leq 33\ cm \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} 2h + g = 64 \\ g = 30\ cm \\ h = 17\ cm \end{cases}$$

Détermination de l'épaisseur de la paillasse

$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30} \Leftrightarrow$ 16.26 ≤ e ≤ 18.97 avec L = 1.30+1.20+3.19=5.69 m

On prend **e = 16 cm**

III.3.2 Détermination des efforts :

A L'ELU :

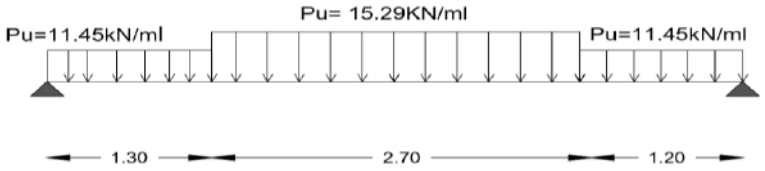


Figure III.22. Chargement dans l'escalier à l'ELU

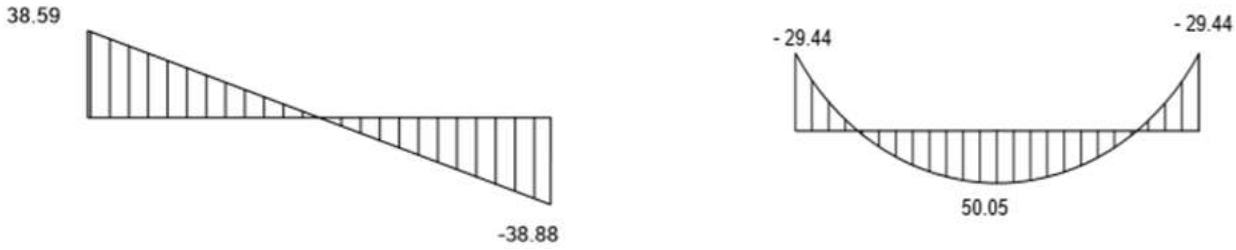


Figure III.23. Diagrammes des efforts tranchants et des moments dans l'escalier à l'ELU

A L'ELS :

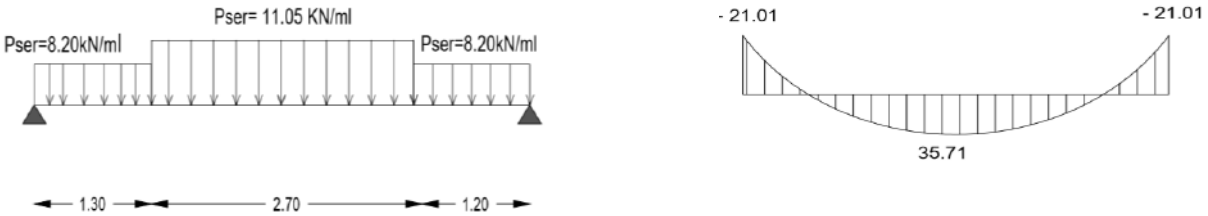


Figure III.26.le chargement et le diagramme des moments dans l'escalier à l'ELS

III.3.3 Calcul du ferraillage :

❖ **Armatures longitudinales :**

Tableau III.25. Section d'armatures longitudinales dans l'escalier

	M_u (kN.m)	μ	β	A (cm2)	A′ (cm2)	A adoptée
En travée	50.05	0.180	0.900	11.41	0	**11HA12=12.44**
aux appuis	29.44	0.106	0.944	6.40	0	**11HA12=12.44**

❖ **Condition de non fragilité :**

On vérifie que : $\mathbf{A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}}$

Tableau III.26. Vérification de la section d'armatures

	A (cm2)	**A_{min} (cm2)**	**$A \geq A_{min}$**
En travée	12.44	1.60	CV
Aux appuis	12.44	1.60	CV

❖ **Armatures de répartition :**

Tableau III.27. Section d'armatures de répartition dans l'escalier

	$A_{rép} = \frac{A}{4}$	A_{adopt}
En travée	3.11	**7HA8 =3.52 cm2**
En appuis	3.11	**7HA8= 3.52 cm2**

❖ **Vérification de l'espacement :**

a) Armatures longitudinales :

En travée : $S_t = 10$ cm $\leq$ min [3h = 45 cm;33 cm] = 33 cm (C.V)

En appuis : $S_t = 10$ cm $\leq$ min [3h = 45 cm;33 cm]= 33 cm (C.V)

b) Armatures de répartition :

En travée : $S_t = 15$ cm $\leq$ min [4h = 60 cm;45 cm]= 45 cm (C.V)

Aux appuis : $S_t = 15$ cm $\leq$ min [4h = 60 cm;45 cm] = 45 cm (C.V)

III.3.4 Vérification à l'ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible

Tableau III.28. Vérification de ferraillage de l'escalier à l'ELS

	A (cm^2)	**M_{ser}**	**Y_1 cm**	**I_G (cm^4)**	**σ_b (Mpa)**	**$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)**	**$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$**
En travée	12.44	35.71	5.60	19 020.36	10.51	15	CV
En appuis	6.78	21.01	4.42	12 212.01	7.60	15	CV

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

On doit vérifier que :$\boldsymbol{\tau_u} \leq \bar{\boldsymbol{\tau}}_{\boldsymbol{u}}$

$\tau_u = \frac{V_{u\,max}}{b_0 d}$=0.277MPa ;$\bar{\tau}_u = Min\,[\,0.2\,\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\,;5\,MPa\,]$ = 3.33MPa (CV)

❖ **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions ci-après sont vérifiées :

$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20\,M_0}$; $\frac{A}{b_0 .d} \leq \frac{2}{f_e}$

M_t= 50.05 KN.m; M_0 = 58.88 KN.m; b_0 =100 cm; d = 14cm; f_e = 400 MPa; h = 16 cm; L=3.19 m.

Tableau III.29. Vérification des conditions de la flèche

$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{20\,M_0}$	$\frac{A}{b_0 .d}$	$\frac{2}{f_e}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20\,M_0}$	$\frac{A}{b_0 .d} \leq \frac{2}{f_e}$
0.047	0.0425	0.0089	0.005	**CV**	**CNV**

Donc on passe au calcul de la flèche.

❖ **<u>Calcul de la flèche</u>**

Tableau.30. Vérification de la flèche d'escalier

A (cm^2)	M_{ser}	y (cm)	I_0 cm4	P	σs (Mpa)	μ	λ_i
12.44	35.71	9.73	42697.18	0.0089	207.19	0.612	2.36
λ_v	**I_{fi} cm4**	**I_{fv} cm4**	**f_i mm**	**f_v mm**	**Δf cm**	**$\bar{f}$ cm**	**Δf<$\bar{f}$**
0.95	19 209.49	29758.88	5.73	11.10	0.536	0.638	cv

❖ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage**

$T_u - \frac{M_u}{0.9d}$ = 38.81 – $\frac{50.05*10^3}{0.9*140}$ =-358.41 < 0 ⟹Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

❖ **Vérification des armatures transversales :**

$\tau_u = 0.277 < 0.05 f_{c28}$ =1.25 MPa⟹ Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.1 LA POUTRE PALIERE

III.1.1 Prédimensionnement :

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$; $0.3\ h \leq b \leq 0.7\ h$

Tableau III.31. Pré dimensionnement de la poutre palière

Conditions de résistance	L = 3.00m 20 ≤ h ≤ 30 cm; on adopte h = 30 cm 9 ≤ b ≤ 21; on adopte b = 30 cm
vérification de la RPA	b =30 cm ≥ 20cm h =30 cm ≥ 30cm h/b = 1 ≤ 4 conditions vérifiées
conditions de non rigidité	h/L = 0.10 > 0.06 Conditions vérifiées

Conclusion :

Pour la poutre palière, on adopte la section : (b×h) = (30×30) cm^2

III.1.2 Charges revenant à la poutre :

- Les réactions d'appuis de l'escalier (au niveau de la poutre palière):

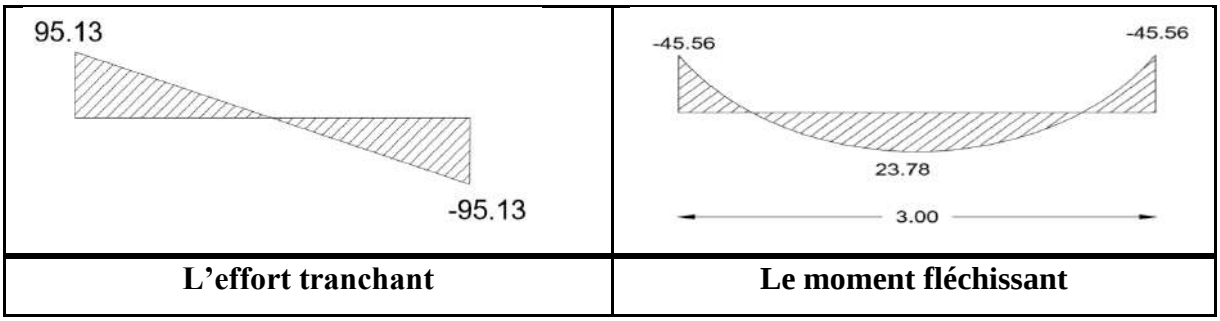
  R_U = 60.38KN ; R_{ser} = 43.23KN

- Poids propre de la poutre palière : P_p = 0.30X0.30X25 = 2.25 KN/ml
- P_u=1.35xP_p+R_u ➔**P_u=63.42 KN/m.**
- P_{ser} = (P_p+R_u) ➔**P_s = 45.48 KN/m.**

❖ **Calcul des efforts:**

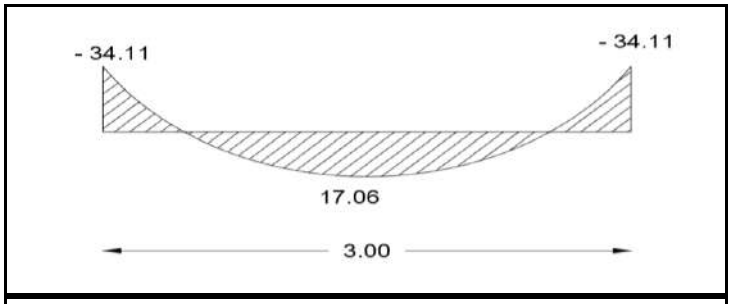
Tableau III.32. Les réactions el les moments de la poutre palière

Niveau	R_a(kN)	R_b(kN)	M_a(kNm)	M_t(kNm)
ELU	95.13	95.13	45.56	23.78
ELS	68.22	68.22	34.11	17.06



L'effort tranchant	Le moment fléchissant

Figure3-22 Différents efforts dans la poutre palière(ELU)



Le moment fléchissant

Figure3-22 Différents efforts dans la poutre palière(ELS)

III.1.3 Ferraillage de la poutre palière :

Les données :

f_{c28} = 25 MPa ;f_{t28} = 2.1 MPa ;γ_b = 1.5 ;σ_{bc} = 14.2 MPa ;c = 2 cm ;b = 30 cm ;h= 30 cm ;f_e=400Mpa ;d=28 cm ;γ_s = 1.15 ;σ_s = 348 MPa

a) Armateurs longitudinales :

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à 'ELU' :

Tableau III.33.Calcul des sections d'acier de la poutre palière

	M_u (KN.m)	M	β	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{chois} (cm^2)	A_{adopt} (cm^2)
Travée	23.78	0.021	0.989	2.30	0.90	2.35	3HA12
Appuis	47.56	0.040	0.980	4.65	1.05	5.65	5HA12

- **Section minimales et maximales :**

Tableau III.34.Vérification de l'acier de la poutre palière

	A(cm²)	A_{min}=4.52cm²	A_{max}=54cm²	Correction de A choisi
En travée	2.35	C.N.V	C.V	**4.52 cm²=4HA12**
En appuis	5.65	C.V	C.V	**5.65cm²=5HA12**

III.1.4 Vérifications nécessaire :

- **Vérification de la contrainte du cisaillement :**

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

$\tau_u = \frac{V_u\, max}{b_0 d}$ =1.09 MPa ≤ $\bar{\tau}_u = Min\ [\ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 5\ MPa\ ]$= 3.33 MPa **CV**

- **Vérification de compression dans la bielle de béton:**

On doit vérifier que :$V_u \leq 0.4 \left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0\ .\ a$

$a = [b - c - 2; 0.9d] = 25.2\ cm$

$V_u = 91.96 \leq 504\ KN$ **CV**

- **Vérification au voisinage de l'appui:**

On doit vérifier que : $\frac{2\ V_u}{b_0.a} < 0.8\ \frac{f_{c28}}{\gamma_s}$

$\frac{2\ V_u}{b_0.a}$ =2.19 <0.8 $\frac{f_{c28}}{\gamma_s}$ =17.39 **CV**

b) **Armatures transversales:**

- **Diamètre des armatures transversales Φ_t :**

$\Phi_t \leq$Min [$\frac{h}{35} = 8.57\ mm$; $\frac{b_0}{10} = 30mm;\ \phi_l = 12mm$] =8.57 mm

On adopte: $\emptyset_t$ = 8 mm

$\emptyset_t$ = 8 mm, $a_t = \frac{\pi \phi_t^2}{4}$ = 0.50 cm²; $A_t = a_t.n_t$ (n_t = 4)

a_t = 0.50 cm² et n_t=4 =>A_t=a_t .n_t=2.00 cm². A_t = 4HA8=2 .01 cm²

- **Vérification selon le RPA99 v2003 : Art [7.5.2.2]**

$A_{t\,min} = 0.003\, S_t\, b$ **RPA2003 Art 7.5.2.2 page 70**

S_t : espacement entre deux cadres successifs, il est donné par :

$S_t \leq \bar{S}_t = \min[\frac{h}{4} = 7.5cm; 12\phi_l = 12\ cm] \Longrightarrow S_t = 7cm$ (zone nodale)

$S_t \leq \bar{S}_t = \min[\frac{h}{2} = 15cm] \Longrightarrow S_t = 15cm$ (Zone courante)

Pour les armatures transversales on a une section d'acier de 2.01 cm².

$S_t = 7\ cm \Rightarrow A_t = 2.01\ cm^2 > A_{t\,min} = 0.63cm^2$ (Zone nodale)

$S_t = 15\ cm \Rightarrow A_t = 2.01\ cm^2 > A_{t\,min} = 1.350cm^2$(Zone courante)

On adopte une section A_t =2.01 cm^2

- **Section minimale d'armatures transversales** :

✓ On doit vérifier que : $\frac{A_t}{b_0\ S_t} \geq \frac{\gamma_s\ (\zeta_u - 0.3\ f_{t28}.k}{0.9\ f_e\ (\cos\alpha + \sin\alpha)}$

avec :k = 1 (flexion simple) ; α = 90°

Zone nodale: $\frac{A_t}{b_0\ S_t} = 0.096 \geq \frac{\gamma_s\ (\zeta_u - 0.3\ f_{t28}.k}{0.9\ f_e\ (\cos\alpha + \sin\alpha)} = 0.0015$ CV

Zone courante: $\frac{A_t}{b_0\ S_t} = 0.044 \geq \frac{\gamma_s\ (\zeta_u - 0.3\ f_{t28}.k}{0.9\ f_e\ (\cos\alpha + \sin\alpha)} = 0.0013$ CV

✓ On doit vérifier que $A_t \geq A_{min} = \frac{0.4\ b_0\ S_t}{f_e}$

Zone nodale: $A_t = 2.01\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{0.4 \times 300 \times 80}{400}$ =0.24 cm^2 CV

Zone courante :$A_t = 2.01\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{0.4 \times 300 \times 150}{400}$ =0.24 cm^{2}CV

- **Vérification à l'E.L.S :**

➢ **Vérifications préliminaires de la flèche :**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

$\frac{h}{L} = \frac{30}{300} = 0.1 \geq \frac{1}{16}$ =0.0625 (CV)

$\frac{h}{L} = 0.1 \geq \frac{M_t}{10\ M_0}$ =0.033(CV)

$\frac{A}{b_0\ d} = \frac{4.52}{30.28}$ =0.0053 $\leq \frac{4.2}{f_e}$ =0.01 (CV)

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

III.1 Les balcons :

III.1.1 Introduction :

Notre ouvrage comporte un balcon de trois appuis, assimilée à une console de portée 1,20m.

III.1.2 Schéma statique :

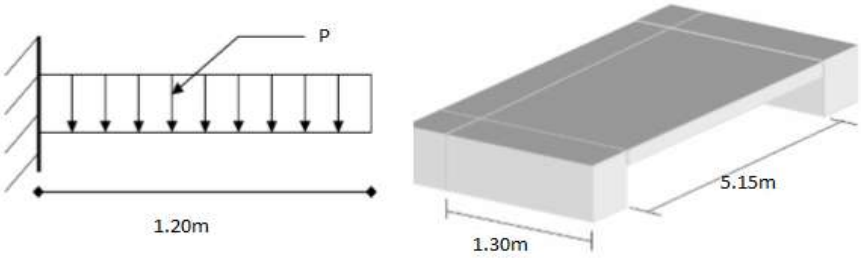


Figure III.30. Schéma statique du balcon

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

Epaisseur de balcon :

$e \geq \frac{L}{10} ; \frac{L}{10} = \frac{120}{10}$ = 12 cm ; on prend e = 15 cm

III.1.3 Evaluation des charges :

- Charge permanente G = 6.95 KN/m^2
- Charge d'exploitation : Q=3,50kN/m

III.1.4 Combinaison des charges :

- E.L.U : P_u=1.35 G +1.5 Q P_u=14.63 kN/ml
- E.L.S : P_{ser}= G + Q P_{ser}= 10.45kN/ml

III.1.5 Calcul des efforts internes :

Tableau III.35 .Calcul des efforts internes

	la formule	ELU	ELS
Moment fléchissant (KN.m)	M(x) = $-\frac{p\,x^2}{2}$	- 10.53	- 7.52
Effort tranchant T(KN)	T(x) = Px	17.56	12.54

III.1.6 Calcul du ferraillage :

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

Tableau III.36 .Ferraillage du balcon

M_u (KN.m)	μ	μ_l	$\mu < \mu_l$	A (cm^2)	A (choisi)
10.53	0.044	0.392	A'=0	2.38	4 HA 10 = 3.14 cm2

➢ **Espacement :**

$$\begin{cases} S_t \leq Min\,(3h; 33\ cm) \\ S_t \leq Min\,(4h; 45\ cm) \end{cases} \Rightarrow S_t = 15\ cm$$

➢ **Armatures de répartitions :**

$\frac{A_s}{4} \leq A_{rep} \leq \frac{A_s}{2}$; $0.78 \leq A_{rep} \leq 1.57$; $A_{rep} = 1.57\ cm^2$

On adopte A_{rep} = 4 HA 8 = 2.01 cm^2; S_t = 15 cm.

III.1.7 Vérifications :

a) Condition de non fragilité :

$A \geq A_{min} = 0.23b.d.\frac{f_{t28}}{f_e}$ = 2.09 cm^2……*vérifiée*

a) Vérification de la contrainte du cisaillement :

La fissuration est préjudiciable : BAEL91 Article [A.5.1, 211]

$\bar{\tau}_u = Min\ [\ 0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 4\ MPa\ ]$ = 2.5 MPa

τ_u =1.35MPa ⇒ $\tau_u < \bar{\tau}_u$CV

b) vérification de l'E.L.S :

La contrainte limite de traction de l'acier: BAEL91 Article [A.4.5, 32], en fissuration préjudiciable:

$\bar{\sigma}_s = \min[\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}]\ ; \eta = 1.6\ (HA)$

Tableau III.37.Vérification des contraintes

M_{ser}	A	Y	I	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	σ_S	$\sigma_S < \bar{\sigma}_s$
7.52	3.14	3.06	5608.74	4.10	15	199.91	CV

c) Vérification de la flèche :

Tableau III.38. Vérification des conditions de la flèche

h/L	$\frac{M_t}{10\ M_0}$	$\frac{A}{b_0\,.d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20\ M_0}$	$\frac{A}{b_0\,.d} \leq \frac{2}{f_e}$
0.125	0.1	0.0024	0.0105	**CV**	**CV**

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.2 .DALLE PLEINE :

III.2.1 Introduction :

Dans notre bâtiment on va étudier le cas de dalle triangulaire appuyée sur 03 cotés :

Pour le calcul de la dalle pleine on utilise la méthode des lignes de rupture.

Dalles triangulaire appuyées sur 03 cotés :

$$\begin{cases} M_{tx}=M_{ty}=M. \\ M_{ax}=M_{ay}=0.5M. \end{cases}$$

On l'épaisseur de la dalles =15cm. (d'après le chapitre Ⅱ).

III.2.2 Détermination des chargements de la dalle :

Tableau III.39. Détermination des chargements de la dalle

G (Kn/m²)	Q (Kn/m²)	P_u(Kn/m²)	P_{ser}(Kn/m²)
6.95	2.5	13.13	9.45

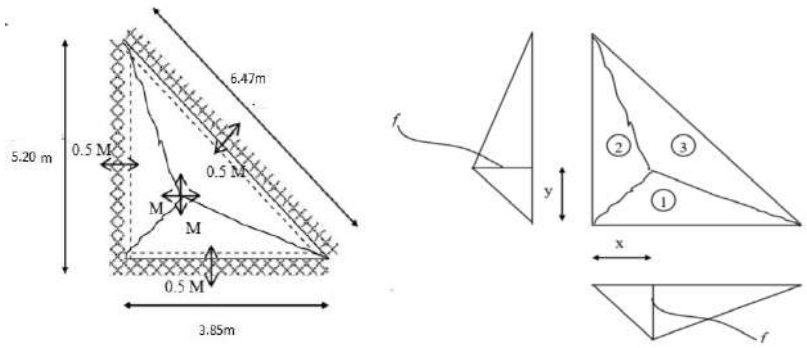


Figure III.32. Les lignes de rupture

❖ **Travail externe :**

Tableau III.40.Travail externe.

Eléments	**Air de chargement**	**Déplacement de centre de gravité**	**Travail externe pour une charge q_u**
1	(5.2×y)/2	f/3	(0.87y).f.q_u
2	[(5.2×3.85)/2]- [(5.2×y)/2]×2	f/3	(3.33-1.73y).f.q_u
		∑	**(3.33-0.86y).f.q_u**

❖ **Travail interne :**

Tableau III.41.Travail interne.

Eléments			Moment de rupture	Longueur de ligne de rupture(L)	Rotation (θ)	Travail interne= M. L. θ.
1		+	M	L_x=5.20m	$f_{/y}$	5.20M×f/y
		-	0.5M	L_x=5.20m	$f_{/y}$	2.60M×f/y
2	x	+	M	$L_x/2$=2.60m	f/Ly=f/3.85	0.67M ×f
		-	0.5M	$L_x/2$=2.60m	f/Ly=f/3.85	0.34M×f
	y	+	M	L_y=3.85m	f/(L_x/2)=f/2.60	1.48M ×f/y
		-	0.5M	L_y=3.85m	f/(L_x/2)=f/2.60	0.74M×f/y
					Σ	**$(1.01+\frac{10.02}{y})$.f.m**

❖ **Calcul des moments (principe du travail virtuel)**

Σ des Travaux Externes - Σ des Travaux Internes = 0$\Longrightarrow$ q_u=M× $\frac{(1.01+\frac{10.02}{y})}{(3.33-0.86*y)}$

$\frac{dM}{dy} = 0 \Longrightarrow$ y= 1.77 m (0 < y <$\frac{L_x}{2}$= 2.60)

Tableau III.42. Les moments à L'ELU et à L'ELS

		M_u(Kn.m)	**M_{ser}(Kn.m)**
En travée	**Suivant X**	3.54	2.55
	Suivant Y	3.54	2.55
En appuis	**Suivant X**	1.77	-1.27
	Suivant Y	1.77	-1.27

❖ **Calcul du ferraillage :**

Données : fc28=25 MPa, f_{t28} = 2,1MPa, f_e=400 MPa, $\overline{\sigma_b}$ = 14.2 MPa, h=15cm d_x=12cm, d_y=11cm, c=2.5cm, c'=2.5cm.

On a : ρ=$\frac{Lx}{Ly}$= 0.74>0.4 ; donc la dalle travaille suivant les deux directions.

Tableau III.43. Calcul des sections d'acier

		M_u(Kn.m)	**A(cm^2)**	**A′ (cm^2)**	**A_{min}(cm^2)**	**A_{choisi}(cm^2)**	**A_{adop}(cm^2)**
Suivant X	En travée	3.54	0.89	0	1.5	3.52	7HA8
	En appuis	1.77	0.40	0	1.5	3.52	7HA8
Suivant Y	En travée	3.54	0.89	0	1.5	3.52	7HA8
	En appuis	1.77	0.40	0	1.5	3.52	7HA8

❖ **Vérification de l'espacement :**

$S_t \leq \bar{S}_t$ =Min {3h ; 33cm}=33cm. Soit : S_t=15cm.

III.2.3 Vérification de l'ELS :

Tableau III.44. Vérification de l'ELS.

	Suivant X		Suivant Y	
	M_a	**M_t**	**M_a**	**M_t**
M_{ser} (Kn.m)	1.27	2.55	1.27	2.55
$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	15			
σ_b(MPA)	0.68	1.36	0.68	1.36
$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	***C'est vérifié***			

❖ **Vérification de la contrainte du cisaillement :**

Tableau III.45. Vérification de contrainte de cisaillement

	Suivant X	Suivant Y
V(KN)	Vx= $\frac{P.L_x \cdot L_y}{2.L_y + L_x}$ =20.37 Kn	Vy= $\frac{P.L_x \cdot L_y}{3.Ly}$ = 22.76Kn
τ_u	$\frac{Vx}{b_0 \cdot d} = 0.17MPa$	$\frac{Vy}{b_0 \cdot d} = 0.206MPa$
$\overline{\tau_u}$	$\overline{\tau_u}$ =0.07fcj /γb = 1.17MPa	
$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$	C'est vérifié	C'est vérifié

Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Vérification préliminaire de la flèche (suivant y):**

$M_0=P_u \times L_x^2/8$= 44.38 (KN.m).

$$\frac{h}{Lx} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{15}{520} = 0.029 \geq \frac{3.54}{20 \times 44.38} = 0.0040 \qquad (C'est.vérifée)$$

$$\frac{A}{b_0.dy} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.52}{100 \times 12} = 0.0029 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \qquad (C'est.vérifée)$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Chapitre IV :

ETUDE DYNAMIQUE

IV. Etude dynamique :

IV.1 Introduction :

L'étude dynamique revient à étudier le comportement de la structure. Pour cela on fait l'analyse dynamique qui nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui représente le mieux notre structure .Ce modèle est ensuite introduit dans un code de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure.

IV.2 Caractéristiques dynamiques de la structure :

Les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique sont :

- Le centre de masse (G)
- Le centre de rigidité (R).

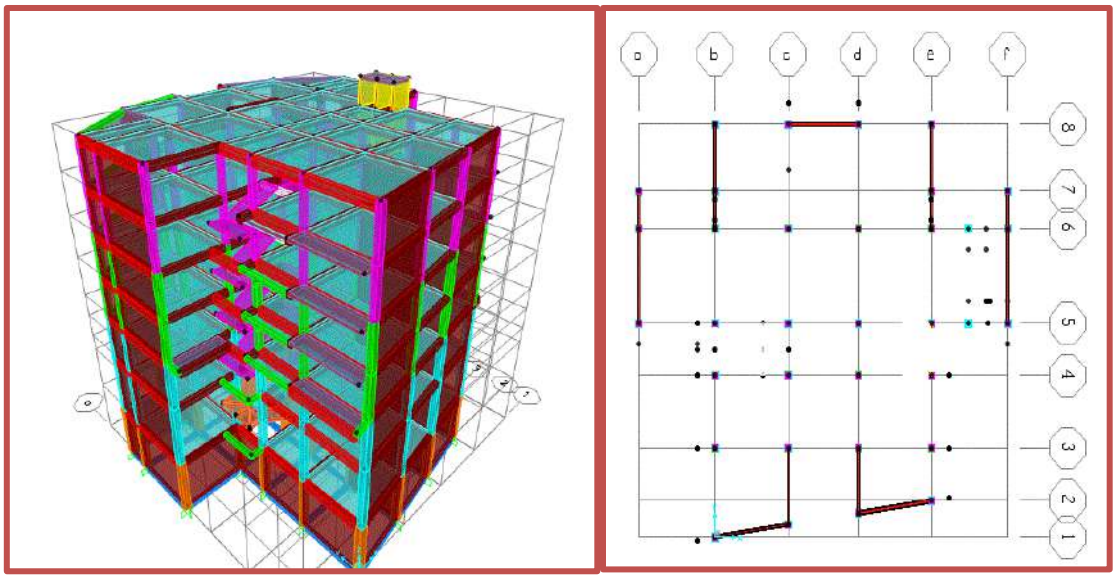


Figure IV.1. Vue en plan du bâtiment en 3D et disposition des voiles

IV.2.1 Centre de masse :

Le centre de masse est défini par la formule suivante :

$X_G = \frac{\sum WiXi}{\sum W_i}$ et $Y_G = \frac{\sum WiYi}{\sum W_i}$

IV.2.2 Centre de torsion :

- Le centre de torsion est défini par les formules suivantes :

$X_R = \frac{\sum Iyi\ Xi}{\sum Iyi}$ et $Y_R = \frac{\sum Ixi\ Yi}{\sum Ixi}$

Niveau	Wi (kN)	XG (m)	YG (m)	XR (m)	YR (m)
24.31	4751.90	7.33	13.81	4.94	15.591
21.25	5745.46	7.35	13.44	4.92	15.65
18.19	5939.11	7.27	13.31	4.91	15.75
15.13	5981.48	7.27	13.30	4.88	15.87
12.07	6283.33	7.17	13.25	4.83	16.05
8.67	6191.91	7.37	13.39	4.69	16.40
4.08	8586.62	7.51	13.09	3.43	18.77

Tableau IV.1 : centre de masse et centre de torsion

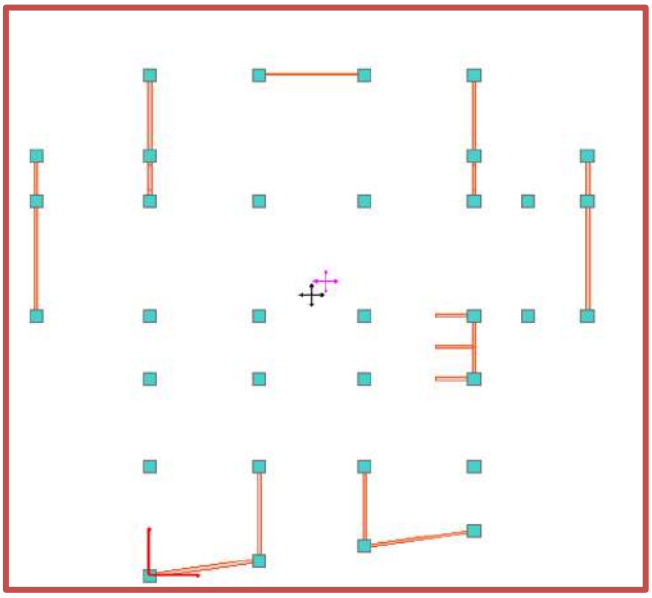


Figure IV.2 : centre de masse et centre de torsion

IV.2.3 Excentricité :

IV.2.3.1 Excentricité statique :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$E_X = |X_R - X_G|$ $E_Y = |Y_R - Y_G|$

	Direction X			Direction Y		
Niveau (m)	**X_G**	**X_R (m)**	**E_X**	**Y_G**	**Y_R (m)**	**E_Y**
24.31	7.33	4.94	2.40	13.81	15.59	1.78
21.25	7.35	4.92	2.42	13.44	15.65	2.21
18.19	7.27	4.91	2.36	13.31	15.75	2.44
15.13	7.27	4.88	2.39	13.30	15.87	2.57
12.07	7.17	4.83	2.34	13.25	16.05	2.80
8.67	7.37	4.69	2.68	13.39	16.40	3.02
4.08	7.51	3.43	4.08	13.09	18.77	5.67

Tableau IV.2 : calcul de l'excentricité statique

IV.2.3.2 Excentricité accidentelle :

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'a chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- ✓ 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- ✓ Excentricité théorique résultant des plans.

$$E_X = 0.05\ L_X$$

$$E_Y = 0.05\ L_Y$$

Niveau (m)	Lx(m)	Ly(m)	EX	Ey
24.31	25.20	25.21	1.26	1.275
21.25	25.20	25.21	1.26	1.275
18.19	25.20	25.21	1.26	1.275
15.13	25.20	25.21	1.26	1.275
12.07	25.20	25.21	1.26	1.275
8.67	25.20	25.21	1.26	1.275
4.08	25.20	25.21	1.26	1.275

Tableau IV.3. Calcul de l'excentricité accidentelle.

IV.2.3.3 Effet de la torsion accidentelle : [1] ►► [Art 4.3.7] ◄◄

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm$ 0.05 L, (L étant la

dimension du plancher perpendiculaire (la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

	Direction X				Direction Y			
Niveau (m)	**E_{xth}(m)**	**E_{xacc}(m)**	**E_{xth}-E_{xacc}**	**E_{xth}+E_{xacc}(m)**	**E_{yth}(m)**	**E_{yacc}(m)**	**E_{yth}-E_{yacc}(m)**	**E_{yth}+E_{yacc}(m)**
24.31	2.40	1.26	1.14	3.66	1.78	1.275	0.50	3.06
21.25	2.42	1.26	1.16	3.68	2.21	1.275	0.94	3.49
18.19	2.36	1.26	1.10	3.62	2.44	1.275	1.16	3.71
15.13	2.39	1.26	1.13	3.65	2.57	1.275	1.29	3.84
12.07	2.34	1.26	1.08	3.60	2.80	1.275	1.52	4.07
8.67	2.68	1.26	1.42	3.94	3.02	1.275	1.74	4.29
4.08	4.08	1.26	2.82	5.34	5.67	1.275	4.40	6.95

Tableau IV.4 : Calcul de l'excentricité totale

Dimensions du bâtiment :

Longueur du bâtiment =25.50 m m

Largeur du bâtiment = 25.20 m

Excentricité admissible :

Excentricité suivant L_x = 15 %.L_x = 4.56 m

Excentricité suivant L_y = 15 %.L_y = 4.47 m

IV.3 Choix de la méthode de calcul :

IV.3.1 Introduction :

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées. Donc selon le RPA 99 v2003 [Art 4.1.2], on doit faire le calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale.

(Le calcul se fait par le logiciel d'analyse "SAP2000.v20")

IV.3.2 Méthode dynamique modale spectrale :

IV.3.2.1 Principe :

Par cette méthode il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.3.2.2 Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le "SAP2000.v20" est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

IV.3.2.3 Le spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

a. Coefficient d'accélération A : [RPA : Tab.4.1]

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone III, groupe d'usage 2) A = 0.25 (page 37)

b. facteur de correction d'amortissement η : [RPA : Tab.4.2].

$\eta = \sqrt{7/(2+\xi\xi)} = 7\ \%$ avec remplissage dense

c. coefficient de comportement R : [RPA : Tab.4.3]

Système de contreventement mixte assuré par des voiles porteur (R= 3.5).

- Les voiles de contreventement doivent reprend la totalité de l'effort horizontal
- Justification du coefficient de comportement R [RPA 99 version 2003]

On doit vérifier le type de notre système à partir de résultats obtenus par le logiciel sap2000 qui sont données ci-après selon les tableaux suivants

Suivant X :

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
24.31	3616.17	2591.61	1024.56	808.06	0.00	808.06
21.25	7934.50	5672.00	2262.49	1486.01	0.00	1486.01
15.13	12784.06	9467.95	3316.11	2056.03	0.00	2056.03
12.07	17667.22	13197.70	4469.52	2547.66	0.00	2547.66
8.67	23409.01	18032.17	5376.84	2965.87	0.00	2965.87
4.08	28963.75	22483.87	6479.88	3309.13	0.00	3309.13

Tableau IV.5. Justification du coefficient de comportement R suivant X

Étages	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (%)	Nz Poteaux (%)	Nz/Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
24.31	100	71.67	28.33	100	0	100
21.25	100	71.49	28.52	100	0	100
15.13	100	74.06	25.94	100	0	100
12.07	100	74.70	25.30	100	0	100
8.67	100	77.03	22.97	100	0	100
4.08	100	77.63	22.37	100	0	100

Tableau IV.6. Justification du coefficient de comportement R en pourcentage

Suivant Y :

Étages	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (kN)	Nz/Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranch Tx (kN)	Tx/Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
24.31	4959.21	2591.61	2367.60	986.67	0.00	986.67
21.25	10793.35	5672.00	5121.35	1685.11	0.00	1685.11
15.13	16857.10	9467.95	7389.15	2311.12	0.00	2311.12
12.07	23061.01	13197.70	9863.32	2804.73	0.00	2804.73
8.67	29774.63	18032.17	11742.46	3243.67	0.00	3243.67
4.08	36991.94	22483.87	14508.07	3623.29	0.00	3623.29

Tableau.IV.7. Justification du coefficient de comportement R

Étages	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
24.31	100	52.26	47.74	100	0	100
21.25	100	52.55	47.45	100	0	100
15.13	100	56.17	43.83	100	0	100
12.07	100	57.23	42.77	100	0	100
8.67	100	60.56	39.44	100	0	100
4.08	100	60.78	39.22	100	0	100

TableauIV.8. Justificationdu coefficient de comportement R en pourcentage

D’après les résultats obtenus, on constate que les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, mais reprennent 100 % de l’effort tranchant dues aux charges horizontales, donc le système choisi impose un coefficient de comportement R=3.5.

d. facteur de qualité Q :[RPA : Tab.4.4.]

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non : $1+\sum P_q$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

P_q				
Critère "q"	Observé	N/Observé	Qx	Qy
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05	0	0
2. Redondance en plan	0	0.05	0	0
3. Régularité en plan	0	0.05	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0	0	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0	0	0

Tableau IV.9 : détermination du facteur de qualité

En récapitulant les résultats on trouve : $Q_x = 1.05$ et $Q_y = 1.05$

e. période caractéristique : [RPA : Tab.4.7.]

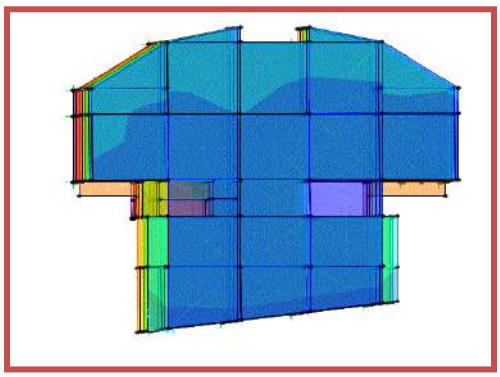
T_1= 0.15 s T_2 = 0.50 s site S3

IV.4 Résultat de l'analyse dynamique :

IV.4.1 Vérification de comportement :

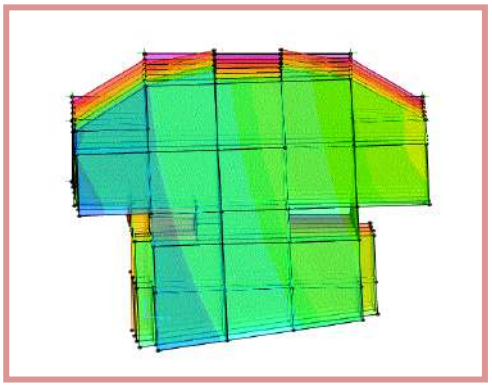
Modes	Mode 1 ; T=0.556 S	Mode 2 ; T=0.394 S	Mode 3 ; T= 0.314 S
Sens	**Participation massique**	**Participation massique**	**Participation massique**
Suivant X	57.30	0.13	5.05
Suivant Y	0.053	59.93	4.26
Autour de Z	5.15	3.89	53.27
Comportement	**Translation suivant X**	**Translation suivant X**	**Rotation Autour de Z**

Tableau IV.10 : le comportement des trois premiers modes



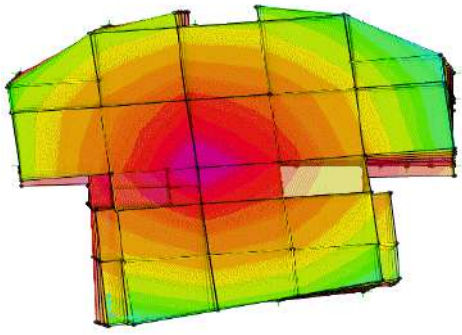
Mode 1

Participation massique 57.30%(X)



Mode 2

Participation massique 59.93%(Y)



Mode 3

Participation massique 53.27(Z)

Figure IV.3 : le comportement des trois premiers modes

IV.4.2 Vérification de la participation massique :

Les trois premiers périodes sont mentionnés dans le tableau suivant :

Mode	périodes	Cumulé des masses modèles effectives (%)		
		Sens X	Sens-Y	Sens Z
69	5.64	86.01	90.62	83.57
92	6.48	90.28	91.3	89.93
94	6.54	90.33	91.53	90.01

Tableau IV.11 : Coefficient de participation massique

D'après le tableau précèdent on remarque qu'on a une structure rigide, ou le coefficient de Participation massique n'atteint les 90% qu'après le 69^{ième} mode.

IV.4.3 Résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Donc il faut vérifier que $V_t / V > 0.8$

Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_x = \frac{A.D_X.Q_X}{R} W \quad ; \quad V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R} W$$

A	Dx	Dy	R	Qx	Qy	∑W (KN)	Vx (KN)	Vy (KN)
0.25	2.205	2.205	3.5	1.05	1.05	51678.75	3685.56	4037.18

Tableau IV.12 : calcul de la force sismique

	V (KN)	V_t (KN)	0.8 .V	V_t>0.8 V
X	3685.57	8546.37	6837.10	Oui
Y	4037.18	8546.37	6837.10	Oui

Tableau IV.13. Vérification de la résultante des forces sismique de calcul

IV.4.4 .Vérification de la stabilité au renversement :

Il faut vérifier que $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

h_i (m)	F_{ix}(KN)	Fi_y(KN)	M_{Rx}(KN.m)	M_{Ry}(KN.m)
24.31	976.18	1037.25	23730.86	25215.61
21.25	1031.72	1096.27	21923.96	23295.66
18.19	912.91	970.03	16605.92	17644.89
15.13	764.76	812.61	11570.78	12294.72
12.07	640.88	680.97	7735.36	8219.33
8.67	453.65	482.03	3933.14	4179.22
4.08	296.05	314.57	1207.87	1283.44
		somme	**86707.89**	**92132.87**

Tableau IV.14 : Calcul des forces sismiques et des moments de renversement suivant X, Y

h_i (m)	F_{ix}(KN)	F_{iy}(KN)	M_{Rx}(KN.m)	M_{ry}(KN.m)
24.31	708.76	753.10	17229.96	18307.98
21.25	749.08	795.95	15918.05	16913.98
18.19	662.83	704.30	12056.85	12811.20
15.13	555.26	590.00	8401.05	8926.67
12.07	465.31	494.42	5616.32	5967.71
8.67	329.38	349.98	2855.68	3034.35
4.08	214.95	228.39	876.98	931.85
		Somme	**62954.90**	**66893.75**

Tableau IV.15 : Calcul de moment de stabilité

M_{RX} (KN.m)	M_{RY} (KN.m)	M_{sx} (kN.m)	M_{sy} (kN.m)	M_{SX} /M_{RX}	M_{SY} /M_{RY}	M_{SX} /M_{RX} ≥1.5	M_{SY} /M_{RY} ≥1.5
62954.90	66893.75	318894.62	580008.61	5.07	8.67	Vérifiée	Vérifiée

Tableau IV.16 : Vérification de la stabilité

La stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions est vérifiée

IV.4.5 Vérification des déplacements :

Selon [RPA : Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser : $\Delta_{klimite} = 0.01\ h_e$

Niveau (m)	δ_{kx}(cm)	R.δkx (cm)	Δ_{kX}(cm)	0.01 h (cm)	Vérification
24.31	1.56	5.46	0.94	3.06	vérif.
21.25	1.29	4.52	0.95	3.06	vérif.
18.19	1.02	3.57	0.98	3.06	vérif.
15.13	0.74	2.59	0.91	3.06	vérif.
12.07	0.48	1.68	0.87	3.4	vérif.
8.67	0.23	0.81	0.74	4.59	vérif.
4.08	0.02	0.07	0.07	4.08	vérif.

Tableau IV.17 : Vérification des déplacements inter-étages sens x-x

Niveau (m)	δ_{ky}(cm)	R.δky (cm)	Δ_{ky}(cm)	0.01 h (cm)	vérification
24.31	0.45	2.66	0.45	3.06	vérif.
21.25	0.46	2.21	0.46	3.06	vérif.
18.19	0.45	1.75	0.45	3.06	vérif.
15.13	0.42	1.3	0.42	3.06	vérif.
12.07	0.42	0.88	0.42	3.4	vérif.
8.67	0.39	0.46	0.39	4.59	vérif.
4.08	0.07	0.07	0.07	4.08	vérif.

Tableau IV.18 : Vérification des déplacements inter-étages sens y-y

IV.4.6 Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant ;

Niveau	P_k (KN)	Δk_x (cm)	Δk_y(cm)	V_{ix}(KN)	V_{iy}(KN)	h_k (cm)	Θkx	θky	vérification
24.31	4751.9	0.94	0.45	693.9	776.38	306	0.0206	0.009	Vérifié
21.25	5745.46	0.95	0.46	727.55	820.55	306	0.0238	0.0105	Vérifié.
18.19	5939.11	0.98	0.45	645	726.06	306	0.0287	0.012	Vérifié
15.13	5981.48	0.91	0.42	541.11	608.23	306	0.032	0.0135	Vérifié
12.07	6283.33	0.87	0.42	455.26	509.7	340	0.0346	0.0152	Vérifié
8.67	6191.91	0.74	0.39	320.52	360.8	459	0.0303	0.0146	Vérifié
4.08	8586.62	0.07	0.07	211.89	235.45	408	0.0069	0.0063	Vérifié

Tableau IV.19 : Vérification de l'effet P-Δ sens x, y

On constate d'après les tableaux, que la structure étudiée est justifiée vis-à-vis de l'effet P-Δ.

IV.4.7 Vérification de cisaillement des éléments :

Par le CBA et dont but d'éviter ou limiter le risque de cisaillement des éléments de la structure sous plusieurs combinaisons.

a. les poteaux :

Système de contreventement dans notre structure on utilise système de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, mais reprennent 100 % de l'effort tranchant dues aux charges horizontales, donc le système choisi R=3.5.

$\tau = \frac{T_{MAX}}{b.d} = 0$

b. les poutres :

Section	b (cm)	h (cm)	T(v2) (kN)	Comb	Situation	Υ_b	position	τ (mpa)	$\bar{\zeta}_u$(mpa)	vérification
PP30x40	35	55	345.04	ELU	Durable	1.5	interm	1.878	3.33	vérifier
PS30x35	35	40	124.93	ELU	Durable	1.5	rive	0.952	2.50	vérifier
P Palière	30	30	32.18	ACC	accidentelle	1.15	interm	0.390	4.35	vérifier
long30x30	30	30	14.14	ELU	Durable	1.5	interm	0.171	3.33	vérifier

Tableau IV.20 : vérification des sollicitations de cisaillement

IV.4.8 Vérification des sollicitations normales :

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante : $\upsilon = \frac{N_D}{B_c.f_{c28}} \leq 0.3$

Section	b (cm)	h (cm)	N (kN)	Bc (mm²)	combinaison	fc28 (MPA)	γ (mpa)	υ	verification
65 x 65	65	65	2639.15	396900	1.35G+1.5Q	25	0.266	0.3	vérifier
60 x 60	60	60	2215.60	336400	1.35G+1.5Q	25	0.263	0.3	vérifier
50 x 50	55	55	1393.85	280900	1.35G+1.5Q	25	0.198	0.3	vérifier
50 x 50	50	50	677.40	230400	1.35G+1.5Q	25	0.118	0.3	vérifier

Tableau IV.21 : vérification des sollicitations normales

Les sections finales des éléments sont mentionnées dans le tableau suivant :

Niveau	Poteaux	Poutre principal	Poutre secondaire	Voiles de contreventement	Voiles périphérique
2 niveaux	**50X50**				
2 niveaux	**55X55**	**30x50(cm²)**	**30x45(cm²)**	**15(cm)**	**20(cm)**

RDC et 1ier étage	**60x60**				
sous-sols	**65x65**				

Tableau IV.22 : dimensionne finale des éléments

IV.5 Conclusion générale :

Le centre de masse et le centre de torsion nous a permis de voir dans le quel direction notre structure pour subir de rotation et de pouvoir l'équilibre.

V.1 .Introduction :

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles liés rigidement est capable de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales. Pour la détermination du ferraillage on considère le cas le plus défavorable.

On a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (SAP2000) qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments ; pour les différentes combinaisons de calcul :

- Les poutres seront calculées en flexion simple
- Les poteaux seront calculés en flexion composée
- Les voiles seront calculées soit en flexion composée pour les trumeaux et flexion simple ou traction/compression pour les linteaux.
- Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence du CBA93 et RPA99 version 2003.

V.2.Ferraillage des poutres :

V.2.1.Ferraillage longitudinales :

- **Rôle des armatures longitudinales :** sont disposées pour équilibrer les contraintes de traction due au moment de flexion en travée et en appuis
- **Combinaison de calcul :** à l'ELU (1.35G+1.5Q) et à l'ACC (0.8G+E, G+Q+E)
- **Vérification des contraintes à l'ELS :** Toujours on vérifiée a l'ELS le cas le plus défavorable dans la durée de vie des structures ($\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$, $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$, $\sigma'_s \leq \overline{\sigma_s}$).

♣ **Sections minimales et maximales :**

✓ **RPA2003 ART 7.5.2.1:**

$$\begin{cases} 0.5\% \leq \dfrac{A}{B.h} \leq 4\% & \text{au niveau de la zone courante} \\ 0.5\% \leq \dfrac{A}{B.h} \leq 6\% & \text{au niveau de la zone de recouvrement} \end{cases}$$

✓ **CBA93 ART B.6.4:**

Section tendu $A_{tmin} = 0.1\%.b.h\ (cm^2)$

Longueur minimale de recouvrement : $\begin{cases} 40\emptyset \text{ max} & \text{en zone I , IIa, IIb} \\ 50\emptyset \text{ max} & \text{en zone III} \end{cases}$

Les longueurs des chapeaux : les chapeaux sont toujours dans les zones tendus en travée et en appuis

Les matériaux et les données de calcul :

Tableau V.1 : les données de calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	**Acier**
$\gamma b = 1,5$	$\gamma s = 1,15$	$\gamma b = 1,15$	$\gamma s = 1$
$\sigma b = 25$ Mpa	FeE 400	$\sigma b = 25$ Mpa	FeE 400

V.2.2.Ferraillage Transversales :

Rôle des armatures transversales : sont disposées pour équilibrer les contraintes de cisaillement due aux efforts tranchant

La quantité de ferraillage : $A_t = \frac{T_{max}\,\gamma_s}{Fe}$

Sections minimales : La quantité d'armatures transversales minimales est données par $A_{tmin} = 0.003 S_{tmin}$ .b

S_{tmin} : Espacements entre deux cadres successifs, il est donnée par :

$S_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{4}; 12\emptyset; 30\text{cm}\right]$ **Zone nodale**

$S_t \leq \frac{h}{2}$ **Zone courante**

La valeur du diamètre ∅ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamétre utilisé.

- **Calcul de ferraillage :**
  - **Ferraillage longitudinal des poutres a l'ELU et ACC :**
- **Les poutres principales (35x55)**

Tableau V.2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales

Niveaux	Position	Mu (KN.m)	Combinaison	A cal (cm^2)	A choisies (cm^2)
commerce	Travée	184.41	1.35G+1.5Q	10.9	**4HA14+4ChHA14=12.32**
	Appui	-226.64	1.35G+1.5Q	13.7	**4HA14+4ChHA16=14.20**
Etage courant	Travée	129.66	1.35G+1.5Q	8.4	**4HA14+4ChHA12=10.38**
	Appui	-152.26	1.35G+1.5Q	9.9	**4HA14+2ChHA16=10.18**

Les poutres secondaires et les chinages

Tableau V.3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaire et les chinages

L'élément	Position	Mu (KN.m)	Combinaison	A cal (cm^2)	A choisies (cm^2)
PS35x40	Travée	-	-	-	-
	Appui	-90.19	$G+Q+Ed_x$	5.9	**6HA12=6.79**
CH30x30	Travée	47.61	1.35G+1.5Q	3.3	**3HA12=3.4**
	Appui	-66.67	1.35G+1.5Q	6.3	**6HA12=6.79**

V2.3.Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser} :

Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b}$=0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s}$ = min $[\frac{2}{3} \times f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}$] = 201.63Mpa.

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau V.4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres

L'élément	Position	M_{ser} (KN.m)	As_1 (cm^2)	As_2 (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ'_s (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)
PP (35x55)	Travée	131.54	10.68	6.16	7.3	-	-	15	201.63
	Appui	-161.55	6.16	12.32	8.5	-	-	15	201.63
PS (35x40)	Travée	-	-	-	-	-	-	15	201.63
	Appui	-41.71	3.40	6.80	5.3	197.4	61.7	15	201.63
CH (30x30)	Travée	34.70	3.40	3.4	10.8	201.6	120.7	15	201.63
	Appui	-48.24	3.4	6.80	10.6	201.6	104	15	201.63

V.2.4.Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :

Il faut vérifie que :

A tendue ≥ Amin CBA

A Travée ≥ Amin RPA et A Travée ≤ A_{max} RPA

A appui ≥ Amin RPA et A appui ≤ A_{max} RPA

Tableau V.5 : vérification de ferraillage des poutres avec les règlements

L'élément	Position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} RPA99	A_{min} CBA93	Vérification
PP 35x55	Travée	**4HA14+4ChHA14=12.32**	9.62	1.925	Vérifier
	Appui	**4HA14+4ChHA16=14.20**			
PS 35x40	Travée	-	7.00	1.4	Vérifier
	Appui	**3HA14+3ChHA12=8.01**			
CH (30x30)	Travée	**3HA12=3.4**	4.50	0.90	Vérifier
	Appui	**6HA12=6.79**			

V.2.5. Calcul des armatures transversales :

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements(S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau V.6 : Calcul des armatures transversales des poutres

		CBA93		RPA99v2003			St adopté		
Elément	**τ_{max} (Mpa)**	**St (cm)**	**At (cm^2)**	**Stn (cm)**	**Stc (cm)**	**At (cm^2)**	**Szn (cm)**	**Szc (cm)**	**At (cm^2) choisie**
PP 35x55	1.46	21.67	2.01	10	15	1.05	10	15	4HA8=2.01
PS35x40	0.691	294.4	2.01	10	15	1.05	10	15	4HA8=2.01
CH30x30	0.823	108.7	2.01	10	15	0.9	10	15	4HA8=2.01

V.2.6.Vérification de la flèche

Tableau V.7 : Vérification de la flèche des poutres

Elément	**Mt ser (kN.m)**	**At_{s1} (cm^2)**	**At_{s2} (cm^2)**	L (m)	**f_i (mm)**	**f_{adm} (mm)**	**$f_i < f_{adm}$**
PP 35x55	131.54	12.32	6.16	6	5.6	11	Vérifier

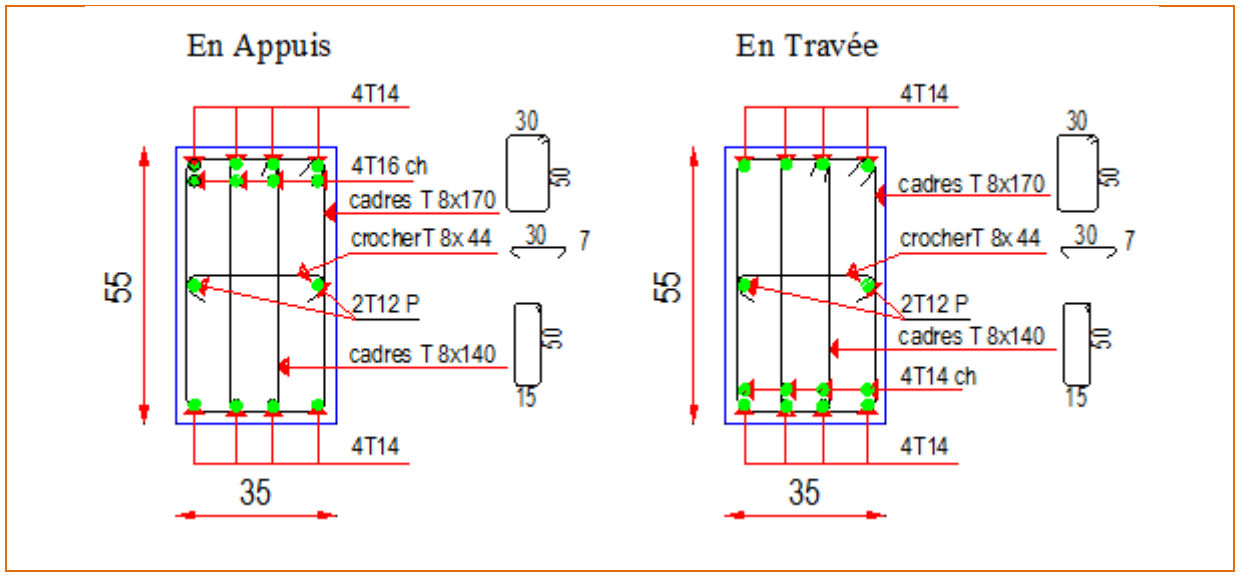


Figure V.1 : Ferraillage des poutres principales aux niveaux commerce (35x55)

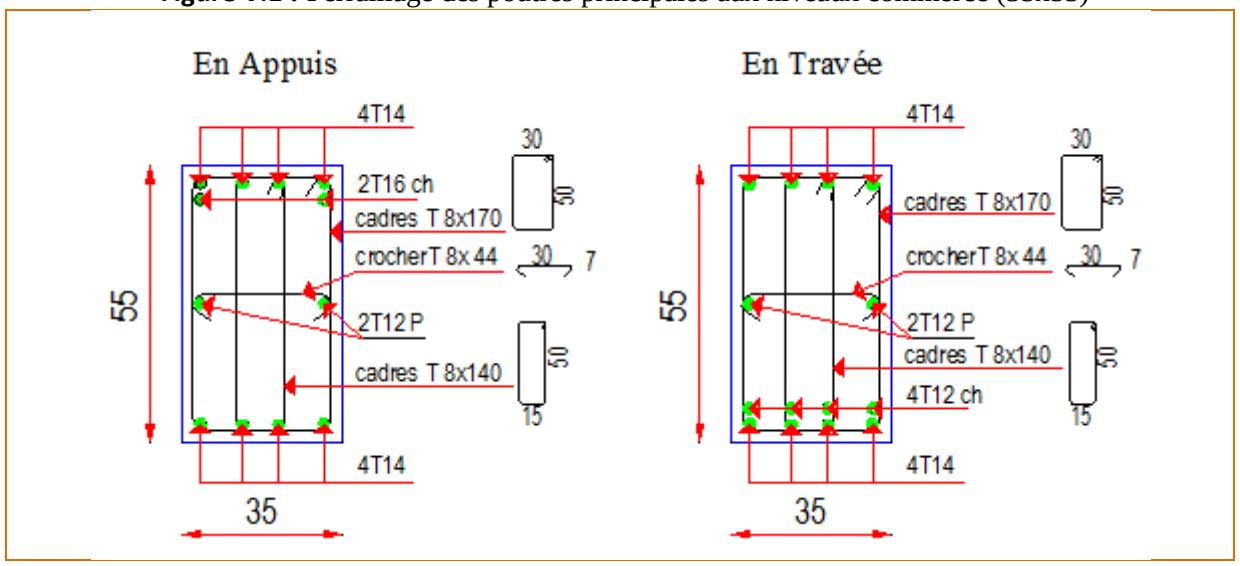


Figure V.2 : Ferraillage des poutres principales aux niveaux des étages courant (35x55)

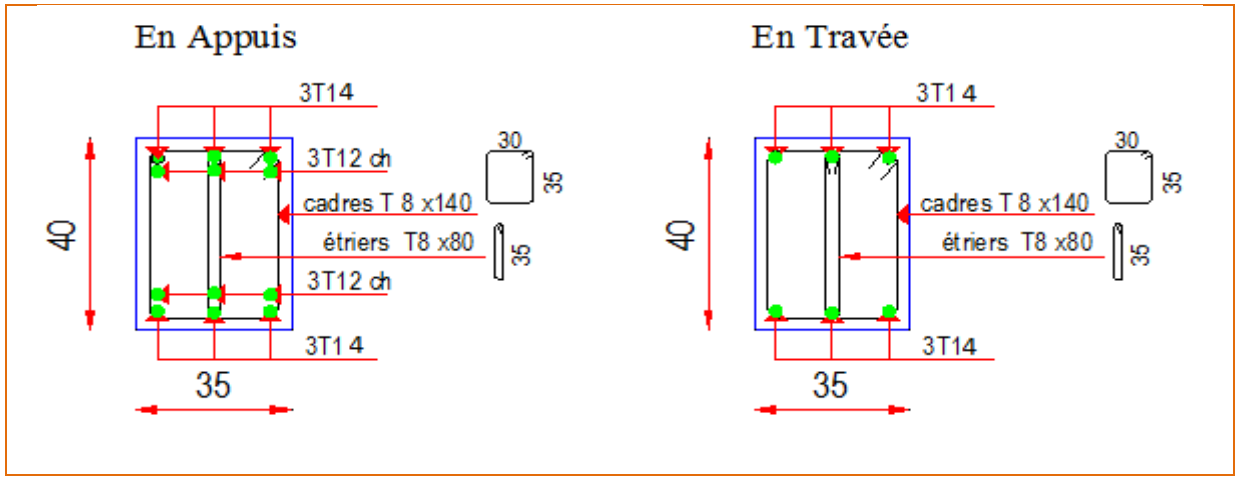


Figure V.3 : Ferraillage des poutres secondaire (35x40)

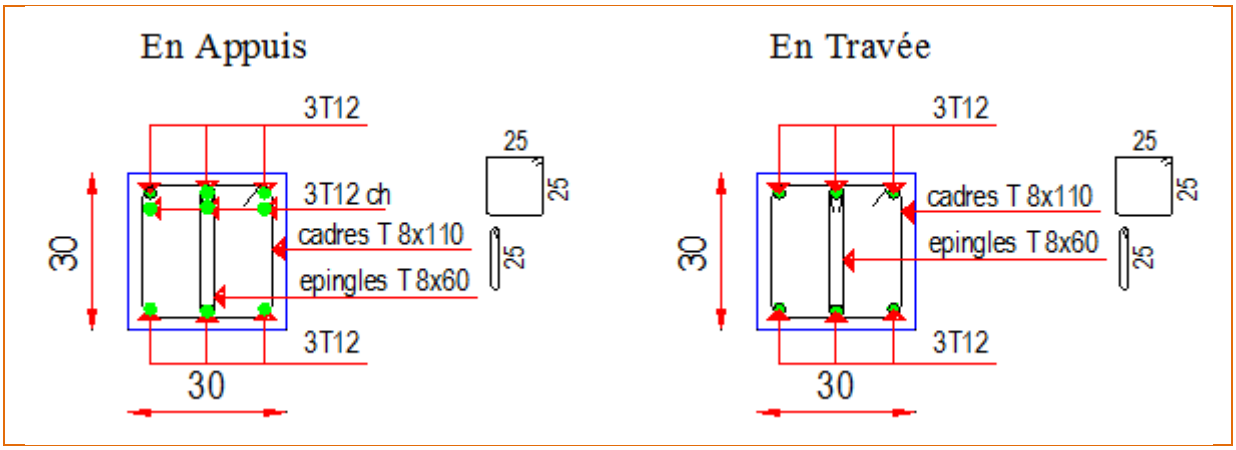


Figure V.4 : Ferraillage des poutres de chinages (30x30)

V.3.Ferraillages des poteaux :

- **Armatures longitudinales [Art 7.4.2.1 RPA99v2003] :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Leur pourcentage minimal sera de :

- 0,9% en zone III

Leur pourcentage maximal sera de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

Leur diamètre minimal et de 12 mm.

La longueur minimale de recouvrement est :

- 40 Φ en zone I, IIa.
- 50 Φ en zone IIb, III.

La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

- 25 cm en zone I, IIa.
- 20 cm en zone IIb, III.

- **Armatures transversales [Art 7.4.2.2 RPA99v2003] :**

a- l'ELU :

Tableau V.8 : Ferraillage longitudinal des poteaux

Section	Cas	Comb	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Ax (cm^2)	Ay (cm^2)	Amin (cm^2)	Achoisi (cm^2)
pot 65x65	Nmin → Mcorr	/	/	/	/	/	/	38.02	4HA25+8HA20 =44.77
	Mmax → Ncorr	ELU	2259.85	84.68	-32.95	3.3	3.2		
	Nmax → Mcorr	ELU	2975.99	-4.09	3.90	3.3	2		
pot 60x60	Nmin → Mcorr	/	/	/	/	/	/	32.40	12HA20=37.70
	Mmax → Ncorr	ELU	1830.91	67.41	-20.75	3	1.8		
	Nmax→ Mcorr	ELU	2322.43	-8.98	-3.97	3	1.8		
pot 55x55	Nmin → Mcorr	/	/	/	/	/	/	27.22	4HA20+8HA16 =28.65
	Mmax → Ncorr	ELU	937.01	47.02	-19.05	2.8	1.6		
	Nmax→ Mcorr	ELU	1497.26	5.45	-5.81	2.8	1.6		
pot 50x50	Nmin → Mcorr	/	/	/	/	/	/	22.50	12HA16=24.13
	Mmax → Ncorr	ELU	450.97	41.86	-18.53	2.6	1.4		
	Nmax→ Mcorr	ELU	729.10	2.08	-5.97	2.6	1.4		

b-Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Tableau V.9 : Valeurs des contraintes à l'E.L.S

Section	Cas	comb	N (KN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Aadopt (cm2)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa
pot 65x65	Nmax → Mcorr	ELS	2160.92	-2.85	2.90	44.77	4.4	/	15	201.63
	Mmax → Ncorr	ELS	1643.75	60.27	-24.17		4.3	/		
	Nmin → Mcorr	/	/	/	/		/	/		
pot 60x60	Nmax → Mcorr	ELS	1692.61	-6.36	2.86	37.7	4.1	/	15	201.63
	Mmax → Ncorr	ELS	1336.25	48.09	-15.51		4.0	/		
	Nmin → Mcorr	/	/	/	/		/	/		
pot 55x55	Nmax → Mcorr	ELS	1080.06	3.38	-4.62	28.65	3.2	/	15	201.63
	Mmax → Ncorr	ELS	685.10	34.28	-13.68		2.9	/		
	Nmin → Mcorr	/	/	/	/		/	/		
pot 50x50	Nmax → Mcorr	ELS	533.04	1.51	-4.73	24.13	2	/	15	201.63
	Mmax → Ncorr	ELS	329.98	30.49	-14.05		2.3	/		
	Nmin → Mcorr	/	/	/	/		/	/		

IV.6 c-Déterminations des armatures transversales :

Les efforts tranchant dans les poteaux est nulle donc le calcul des armatures transversales n'est pas nécessaire mais on utilise ces derniers pour attacher les armatures longitudinales.

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, on prend Φt=4T8=2.01cm² avec un espacement St = 15cm en zone courant et St=10 cm en zone nodale.

Tableau V.10 : Les armatures transversales dans les poteaux

Section	ZN (cm)	Zc(cm)	∅ (mm)	At (cm^2)
65×65	10	15	8	4HA8=2.01
60×60	10	15	8	4HA8=2.01
55×55	10	15	8	4HA8=2.01
50×50	10	15	8	4HA8=2.01

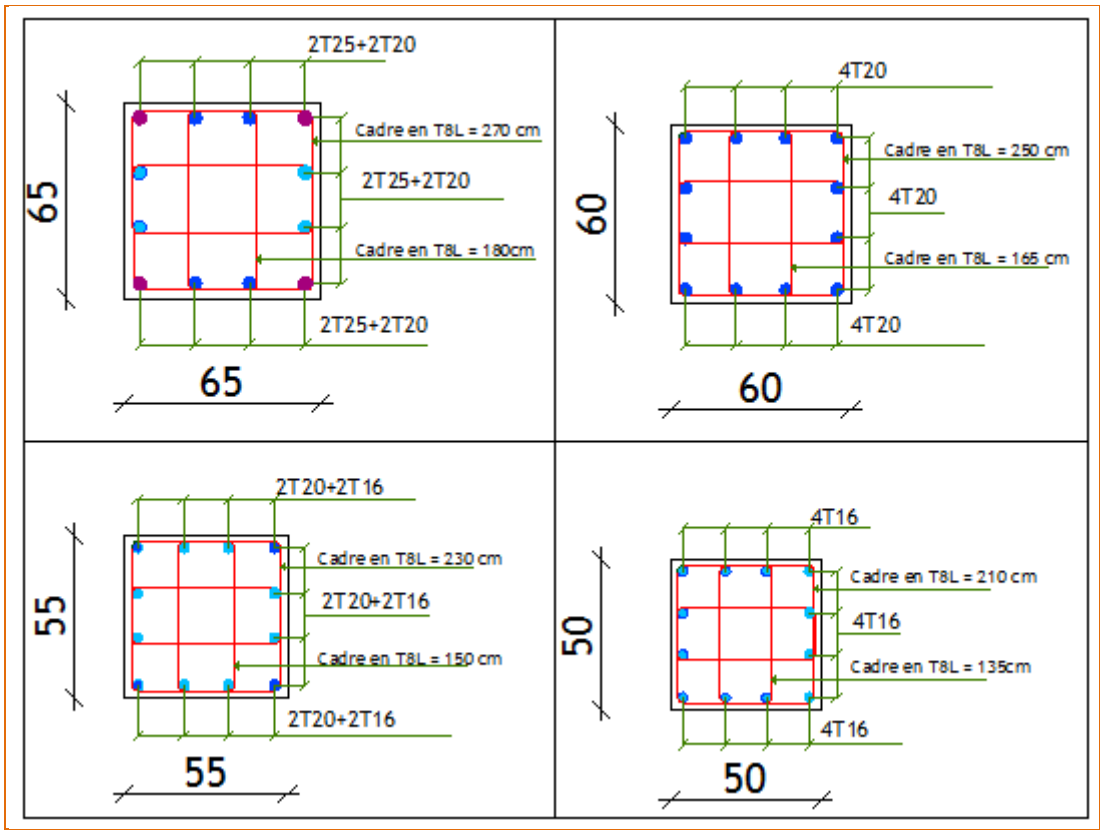


Figure V.5 : Ferraillage des poteaux

V.4.Ferraillages des voiles :

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment, sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposés de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

V.4.1.Les voiles pleins :

❖ **Recommandation du RPA99v2003**

- **Armatures verticales** [RPA99v2003 Art 7.7.4.1] **:**
- **Armatures horizontales** [RPA99v2003 Art 7.7.4.1] **:**

IV.7 a-Armatures verticales :

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.11 : calcul des armatures verticales

Niveau	Voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
S-sol rdc 1er Etage	V_1	490x15	1969.81	3028.97	20.4	20.4	15	2× (32HA10=25.13)
	V_2	380x15	1397.57	1126.31	15.8	15.8	15	2× (25HA10=19.63)
	V_3	420x15	1782.35	503.40	17.6	17.6	15	2× (28HA10=22.00)
	V_4	445x15	1951.43	3529.96	18.6	18.6	15	2× (30HA10=23.56)
2ème 3ème étage	V_1	495x15	1133.02	1779.50	20.4	20.4	15	2× (32HA10=25.13)
	V_2	385x15	916.62	620.62	16	16	15	2× (25HA10=19.63)
	V_3	425x15	1260	205.15	17.6	17.6	15	2× (28HA10=22.00)
	V_4	450x15	1209.94	1648.70	20.4	10.4	15	2× (30HA10=23.56)
4ème 5ème étage	V_1	500x15	478.12	757.20	20.4	20.4	15	2× (32HA10=25.13)
	V_2	390x15	445.01	167.04	16	16	15	2× (25HA10=19.63)
	V_3	430x15	654.17	55.17	17.6	17.6	15	2× (28HA10=22.00)
	V_4	455x15	521.98	551.47	20.4	10.4	15	2× (30HA10=23.56)

Tableau V.12 : Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA

Niveau	Voile	S (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{Min} RPA (cm^2)	A_{Min} CBA (cm^2)	Vérification
s-sol rdc 1er Etage	V_1	490x15	25.13	11.02	7.35	Vérifiée
	V_2	380x15	22.00	8.55	5.70	Vérifiée
	V_3	420x15	19.63	9.45	6.30	Vérifiée
	V_4	445x15	23.56	10.01	6.67	Vérifiée
2ème 3ème Etage	V_1	495x15	25.13	11.13	7.42	Vérifiée
	V_2	385x15	22.00	8.66	5.77	Vérifiée
	V_3	425x15	19.63	9.56	6.37	Vérifiée
	V_4	450x15	23.56	10.12	6.74	Vérifiée
4ème 5ème Étage	V_1	500x15	25.13	11.25	7.49	Vérifiée
	V_2	390x15	22.00	8.77	5.84	Vérifiée
	V_3	430x15	19.63	9.67	6.44	Vérifiée
	V_4	455x15	23.56	10.23	6.81	Vérifiée

V.4.2.Vérification des armatures à ELS :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b}$=0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s}$ = min [$\frac{2}{3} \times f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}$] = 201.63Mpa.

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau V.13 : Vérification des armatures a ELS des voiles pleins

Voile	S (cm²)	N (KN)	M (KN.m)	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa
V_1	490x15	971.58	129.20	25.13	25.13	1.4	20.4	15	201.63
V_2	380x15	1169.81	340.38	22.00	22.00	2.5	38	15	201.63
V_3	420x15	1541.32	202.26	19.63	19.63	2.6	38.9	15	201.63
V_4	445x15	1286.78	947.7	23.56	23.56	3.3	49.1	15	201.63

V.4.3.Calcul des armatures horizontales :

Tableau V.14 : calcul de l'armature horizontale des voiles pleins.

Voile	l (cm)	h (cm)	e (cm)	T (KN)	τ_b (Mpa)	$\overline{\tau}$ (Mpa)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm²)
V_1	490	368	15	260.21	0.550	5	15	2x (25HA10=19.63)
V_2	380	368	15	165.83	0.452	5	15	2x (25HA10=19.63)
V_3	420	368	15	361.55	0.891	5	15	2x (25HA10=19.63)
V_4	445	368	15	842.30	1.96	5	15	2x (25HA10=19.63)

b) Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures Φ_t est tel que $\Phi_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$, $\emptyset_v$étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles, voir le tableau suivant :

Tableau V.15 : diamètre des armatures transversales

Armatures longitudinales $\emptyset_v$	Epingles $\emptyset_t$
HA 8 à HA 16	HA 6
HA 20	HA 8

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m^2 au moins.

Toutes les longueurs de recouvrement sont : Lr=40ϕ=40 cm

V.5.Ferraillage des voiles avec ouverture :

- **Les trumeaux**

➢ **Armatures verticales :**

Tableau. V.16 : calcul des armatures verticales

Niveau	Voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
s-sol	V_5	150x15	733.58	308.88	6.6	6.6	15	2x (10HA10=7.85)
rdc 1er étage	V_5	50x15	221.69	86.13	2.6	2.6	10	2x (5HA10=3.39)
2ème 3ème Etage	V_5	50x15	101.52	15.91	2.6	2.6	10	2x (5HA10=3.39)
4ème 5ème étage	V_5	50x15	24.86	31.19	2.6	2.6	10	2x (5HA10=3.39)

V.5.1.Vérification des armatures à ELS :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b}$=0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s}$ = min [$\frac{2}{3} \times f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}$] = 201.63Mpa.

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau. V.17 : Vérification des armatures a ELS des trumeaux

Voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa
V_5	150x15	481.42	134.68	7.85	7.85	3.8	55.9	15	201.63

- **Calcul des armatures horizontales des trumeaux :**

Tableau. V.18 : Calcul des armatures horizontales des trumeaux

Voile	L (cm)	h (cm)	e (cm)	T (KN)	τ_b (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
V_5	150	368	15	78.43	0.276	5	15	2x (20HA10=31.42)

- **Les linteaux :**

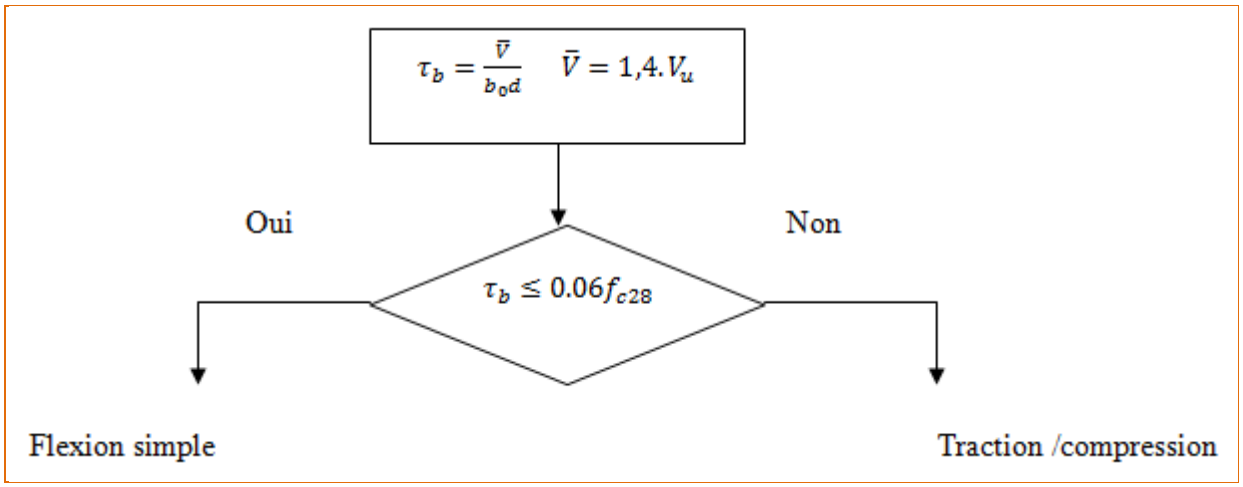
Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

➢ **Recommandation du RPA99v2003 :**

- **Premiers cas ($\tau b \leq 0.06 fc28$) :[Art 7.7.3.1RPA99v2003]**
- **Deuxième cas ($\tau b > 0.06 fc28$) : [Art 7.7.3.2 RPA99v2003]**
- **Ferraillage minimal :[Art 7.7.3.3 RPA99v2003]**

IV.7.1.1 Ferraillage des linteaux :



- **Voile V5**

Tableau. V.19 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V5)

Niveau	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	M (KN.m)	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
1ème-2ème	15	110	120	131.58	1.24	72.05	Flexion simple
2ème- 3ème	15	76	120	88.72	0.76	47.68	Flexion simple
3ème-4ème	15	76	120	58.39	0.80	27.73	Flexion simple
4ème-5 ème	15	76	120	22.61	0.31	5.58	Flexion simple
5ème	15	76	120	16.65	0.23	16.36	Flexion simple

Tableau. V.20 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V5)

Niveau	A calculé (cm^2)			A choisie (cm^2)	
	Al	At	St	Al	At
1ème 2ème	2.40	0.56	10	(4HA12)=4.52	2x (12HA10)=18.85
2ème 3ème	2.31	0.56	10	(4HA12)=4.52	2x (12HA10)=18.85
3ème 4ème	1.37	0.56	10	(4HA12)=4.52	2x (12HA10)=18.85
4ème 5ème	0.21	0.56	10	(4HA12)=4.52	2x (12HA10)=18.85
5ème	0.81	0.56	10	(4HA12)=4.52	2x (12HA10)=18.85

VI.1 Introduction :

Une fondation est constituée par des semelles en béton armé qui assure l'encastrement de la structure dans le sol. La semelle est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol. Elle ne peut être calculée que si l'on connait la superstructure et les charges d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Les caractéristiques mécaniques du sol varient avec les conditions climatiques sur le premier mètre.

La profondeur (ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol σ_{sol} ainsi que des caractéristiques de ce sol (sol humide, compressible, gonflant, poreux…).

Pour ne pas perdre la laitance du béton, la semelle de fondation doit être posée sur une plateforme dure pour cela on pose sur le sol une couche de béton (béton de propreté de 10 cm d'épaisseur, la semelle de fondation viendra se repose sur le gros béton. La couche de gros béton se compose de (tout-venant(TVO) +ciment +eau).

VI.2 Fondations superficielles :

Elle de composent de semelles uniquement supportant directement les poteaux ou les voiles elles peuvent être :

1- Des semelles isolées sous poteaux isolées
2- Des semelles filantes sous murs (voiles)
3- Des semelles filantes sous plusieurs poteaux
4- Des radiers.

VI.3 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- L'exigence économique.

- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.

VI.4 Étude préliminaire du choix de type de semelle.

Notre structure sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de 1**.5 bars**..

Pour des raisons économiques on vérifie dans l'ordre suivant :

Les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et on opte pour le choix qui assure la stabilité de la structure.

VI.4.1.Les efforts normaux a la base de la structure :

Le schéma suivant présente les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS :

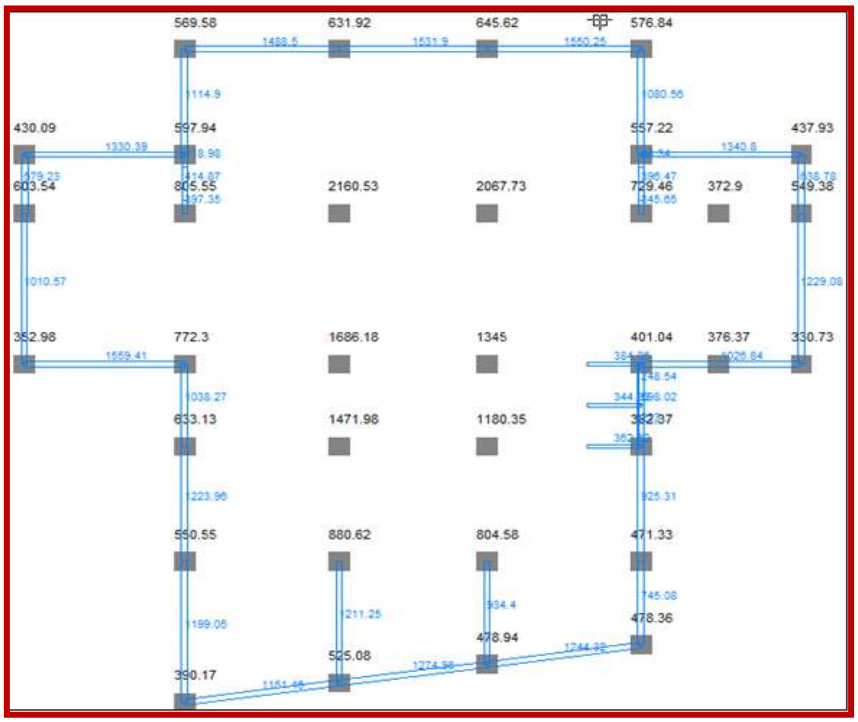


Figure VI.1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.

VI.5 CALCUL DES SEMELLES ISOLEES :

VI.5.1 Dimensionnement des semelles isolées :

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.

Semelle	N_{ser} (KN)	M_a (KN.m)	M_b (KN.m)	σ_{sol} (Mpa)	A(m)	B(m)	A_{adop} (m)	B_{adop} (m)	h (cm)	h_{adop} (cm)
Si-1	2160.53	2.87	2.9	0.15	4.13	4.13	4.2	4.2	0.92	0.95
Si-1	2067.73	21.46	2.96		4.07	4.07	4.2	4.2	0.92	0.95
Si-2	1686.18	27.2	14.37		3.65	3.65	3.8	3.8	0.82	0.85
Si-3	1471.98	13.86	6.92		3.39	3.39	3.6	3.6	0.77	0.85
Si-2	1650.64	0.31	0.6		3.59	3.59	3.8	3.8	0.82	0.85
Si-4	1180.35	9.1	9.05		3.01	3.01	3.2	3.2	0.67	0.7

Avec :

A, B : longueur et largeur de la semelle

a, b : longueur et largeur du poteau

N_{ser} : effort normal a l'ELS

C : enrobage =3 cm

VI.5.2 Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :

On doit vérifier :

- **Suivant A :**

$$e_{0A} = \left(\frac{M_A}{N}\right) \leq \frac{A}{6}$$

$$\sigma 1 = \frac{N}{A \times B}\left(1 - \frac{6 \times e_{0a}}{A}\right); \sigma 2 = \frac{N}{A \times B}\left(1 + \frac{6 \times e_{0a}}{A}\right)$$

$$\sigma m = \frac{N}{A \times B}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{A}\right) \leq \sigma_{sol}$$

Tableau 0.1 : Vérification des contraintes sous la semelle isolées à l'ELS suivant A

Semelle	N_{ser} (KN)	Ma (KN.m)	P_{total} (KN)	e_{0a} (m)	$б_1$ (MPA)	$б_2$ (MPA)	$б_m$ (MPA)	$б_{sol}$ (MPA)	$б_{cal} \leq б_{Sol}$
Si-1	2160.53	2.87	2579.48	0.00111	0.146	0.146	0.146	0.15	Vérifiée
Si-1	2067.73	21.46	2486.68	0.00863	0.139	0.143	0.142		Vérifiée
Si-2	1686.18	27.2	1993.03	0.01365	0.135	0.141	0.140		Vérifiée
Si-3	1471.98	13.86	1731.18	0.00801	0.132	0.135	0.134		Vérifiée
Si-2	1650.64	0.31	1957.49	0.00016	0.136	0.136	0.136		Vérifiée
Si-4	1180.35	9.1	1359.55	0.00669	0.131	0.134	0.134		Vérifiée

- **Suivant B :**

$$e_{0b} = \left(\frac{M_B}{N}\right) \leq \frac{B}{6}$$

$$\sigma 1 = \frac{N}{A \times B}\left(1 - \frac{6 \times e_{0b}}{B}\right) \sigma 2 = \frac{N}{A \times B}\left(1 + \frac{6 \times e_{0b}}{B}\right)$$

$$\sigma m = \frac{N}{A \times B}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right) \leq \sigma_{sol}$$

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes sous la semelle isolées à l'ELS suivant B

Semelle	Nser (KN)	Mb (KN.m)	Ptotal (KN)	e0b(m)	б1 (MPA)	б2 (MPA)	бm (MPa)	бso (MPA)	бcal≤ $\bar{б}$Sol
Si-1	2160.53	2.9	2579.48	0.00112	0.146	0.146	0.146	0.15	Vérifiée
Si-1	2067.73	2.96	2486.68	0.00119	0.141	0.141	0.141		Vérifiée
Si-2	1686.18	14.37	1993.03	0.00721	0.136	0.140	0.139		Vérifiée
Si-3	1471.98	6.92	1731.18	0.004	0.133	0.134	0.134		Vérifiée
Si-2	1650.64	0.6	1957.49	0.00031	0.135	0.136	0.136		Vérifiée
Si-4	1180.35	9.05	1359.55	0.0067	0.131	0.134	0.134		Vérifiée

VI.5.3.Vérification du chevauchement des semelles :

D'après la figure ci-dessus, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles isoles, donc on passe à l'étude des semelles filantes.

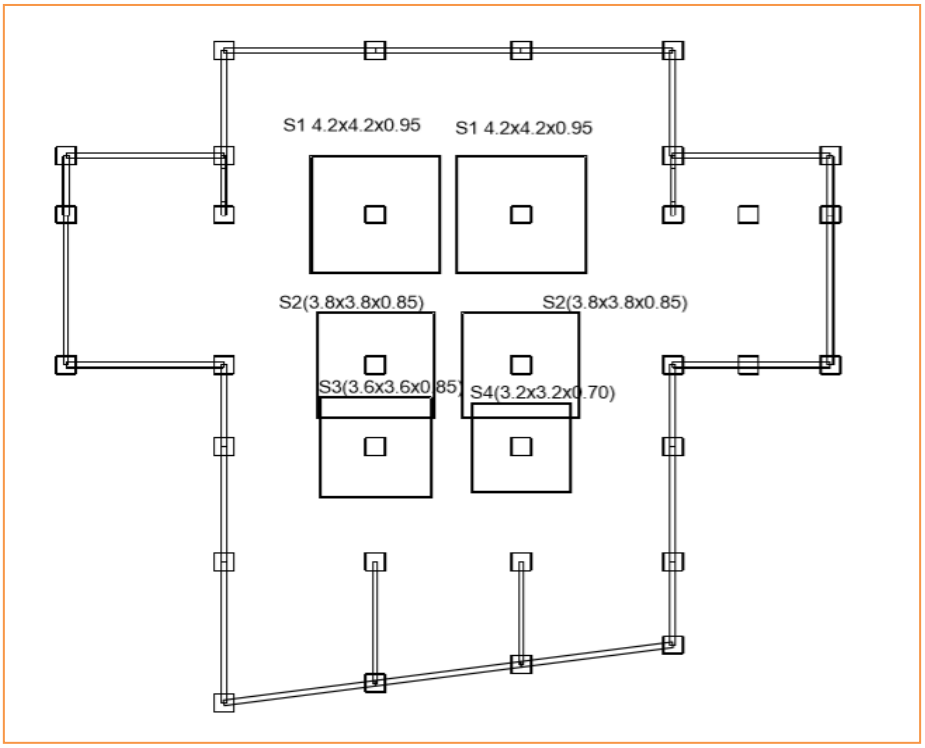


Figure VI-2 .le choix des semelles isolés

VI.6 .Calcul des semelles filantes :

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- Bon enrobage des armatures.
- Non poinçonnement.

VI.6.1.Dimensionnement des semelles filantes :

Le calcul de la largeur "B" de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

$$\sigma \leq [\sigma_{sol}] \qquad \sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \Rightarrow \frac{\sum N_{ser}}{L.B} \leq [\sigma_{sol}] \quad \Rightarrow \quad B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L.[\sigma_{sol}]} h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

Tableau 0.3 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS

Semelle	L (m)	N_{ser} (KN)	σ_{sol} (MPA)	B calculé (m)	$B_{adopté}$ (m)	h calculé (m)	h adopté (m)
Sf-1	17.97	5543.29	0.15	2.33	3.00	0.62	0.65
Sf-2	15.35	5807.43		2.97	3.00	0.62	0.65
Sf-3	8.20	2684.69		2.63	3.00	0.62	0.65
Sf-4	10.65	3076.41		2.38	3.00	0.62	0.65
Sf-5	8.20	2358.42		2.37	3.00	0.62	0.65
Sf-6	9.00	3720.20		3.32	3.40	0.72	0.75
Sf-7	17.80	6355.86		2.83	3.00	0.62	0.65
Sf-8	9.00	3505.93		3.16	3.40	0.72	0.75
Sf-9	26.10	8251.60		2.56	3.00	0.62	0.65
Sf-10	25.45	7439.20		2.40	3.00	0.62	0.65
Sf-11	10.65	3185.90		2.44	3.00	0.62	0.65
Sf-12	8.20	2519.21		2.50	3.00	0.62	0.65
Sf-13	13.35	4155.89		2.52	3.00	0.62	0.65

VI.6.2.Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :

On doit vérifier :

$$\sigma = \frac{\sum N_{ser} + P_{remblais} + P_{semelle} + P_{p.libage} + P_{amorce\ pot}}{S_{semelle}} \leq [\sigma_{sol}$$

TableauVI.4 : Vérification des contraintes sous la semelle filantes à l'ELS

Semelle	L (m)	N_{ser} (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{remblais}$ (KN)	S_f (m^2)	σ(Mpa)	$Ϭ_{sol}$ (Mpa)	$\sigma \leq \sigma_{sol}$
Sf-1	17.97	5543.29	404.33	295.48	53.91	0.117	0.15	Vérifiée
Sf-2	15.35	5807.43	748.31	252.40	46.05	0.149		Vérifiée
Sf-3	8.20	2684.69	399.75	134.83	24.60	0.132		Vérifiée
Sf-4	10.65	3076.41	519.19	175.12	31.95	0.119		Vérifiée
Sf-5	8.20	2358.42	399.75	134.83	24.60	0.118		Vérifiée
Sf-6	9.00	3720.20	573.75	169.91	30.60	0.147		Vérifiée
Sf-7	17.80	6355.86	867.75	292.69	53.40	0.142		Vérifiée
Sf-8	9.00	3505.93	573.75	169.91	30.60	0.140		Vérifiée
Sf-9	26.10	8251.60	1272.38	429.16	78.30	0.128		Vérifiée
Sf-10	25.45	7439.20	1240.69	418.47	76.35	0.120		Vérifiée
Sf-11	10.65	3185.90	519.19	175.12	31.95	0.122		Vérifiée
Sf-12	8.20	2519.21	399.75	134.83	24.60	0.125		Vérifiée
Sf-13	13.35	4155.89	650.81	219.51	40.05	0.126		Vérifiée

Le choix final des semelles s'illustrer dans la figure suivante :

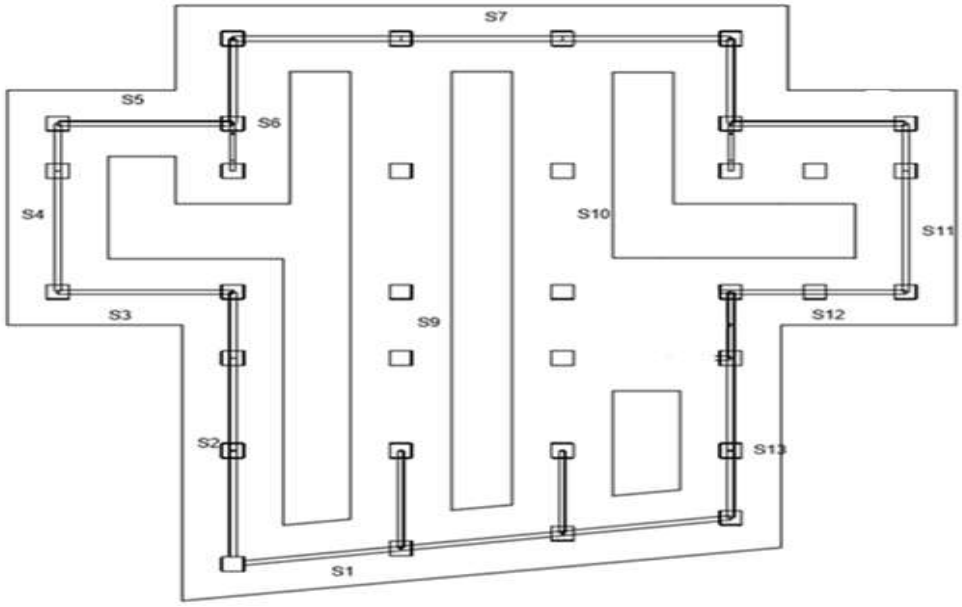


Figure VI-3 : le choix final des semelles

VI.7 Ferraillage des semelles :

VI.7.1 Semelles filantes :

On a deux cas des semelles filantes :

- Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux
- Semelle filante (continue) sous un voile

VI.7.1.1 Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux :

La détermination des armatures se divisera en deux parties, transversalement pour dimensionner et ferrailler la semelle et longitudinale pour dimensionner et ferrailler la poutre de libage.

Transversalement la semelle sera considérée comme isolée ayant pour effort normal N le maximum entre les efforts des poteaux lies à cette semelle filante, ainsi que le moment M_b parallèle à la dimension transversale.

La dimension longitudinale A sera prise comme la distance à mi-chemin entre les poteaux de part et d'autre($A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b$).

Les armatures principales, transversales, et les armatures de répartitions (avec ses espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

$$\begin{cases} A_b = P_u \times (1 + \frac{3e_0}{B}) \frac{(B-b)}{8.d_b.\sigma_s} \\ A_{a,rep} = \frac{A_b}{4}.B \end{cases}$$

$$\begin{cases} d_a = 37cm \\ d_b = 37cm \end{cases}$$

Tableau VI.5 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau

Semelle	N_u (KN/ml)	M_u (KN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$(m)	B(m)	$\frac{B}{6}$(m)	$e_0 < \frac{B}{6}$	$\frac{B}{18}$(m)	$e_0 < \frac{B}{18}$
SF9	2975.46	5.62	0.00189	3.00	0.5	Diagramme trapézoïdal	0.167	vérifiée
SF_{10}	2067.73	1.32	0.00064	3.00	0.5		0167	

Le calcul de ferraillage est fait par la méthode des bielles à l'ELU

- **Armatures principales :**

Tableau VI.6 : Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux (armatures principales)

Semelle	N_u(KN)	M_u(KN)	A (m)	B (m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A_{choisie}$/ml (cm^2)	ESP (cm)
SF9	2975.46	5.62	5.75	3.00	40.59	39HA12=44.11	7HA12=7.92	15
SF10	2067.73	1.32	5.75	3.00	28.17	29HA12=32.80	6HA12=6.79	20

- **Armature de répartitions :**

$$\mathbf{A_{a,rep} = \frac{A_b}{4} . B}$$

Tableau VI.7 : Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux (Armature de repartions)

Semelle	A (m)	B (m)	$A_{b,\ choisie}$ (cm^2)	ESP (cm)	$A_{b,\ rep}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	ESP (cm)
SF9	5.75	3.00	39HA12=44.11	15	33.08	31HA12=35.06	10
SF10	5.75	3.00	29HA12=32.80	20	24.60	23HA12=26.01	15

VI.7.1.2 Semelle filante (continue) sous voile :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur et prendre toutes les formules de ferraillage d'une semelle isolée pour la détermination de la quantité de ferraillage parallèle a B.

Tableau VI.8 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles

Semelle	N_u/ml (KN/ml)	M_u/ml (KN.m)/ml	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (m)	B (m)	$\frac{B}{6}$ (m)	$e_0 < \frac{B}{6}$
SF_1	358.88	141.23	0.3935	3	0.5	Diagramme trapézoïdal
SF2,13	466.93	211.32	0.4526	3	0.5	
SF3,5,9	469.72	216.36	0.4606	3	0.5	
SF4	284.2	59.49	0.2093	3	0.5	
SF6,8	477.36	222.3	0.4657	3.4	0.57	
SF7	487.5	233.45	0.4789	3	0.5	

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur par la méthode des bielles à l'ELU

$$\begin{cases} A_b = P_u \times (1 + \frac{3e_0}{B}) \frac{(B-b)}{8.d_b.\sigma_s} \\ A_{a,rep} = \frac{A_b}{4}.B \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_b \text{ en } [cm^2] \\ B \text{ en } [m] \end{cases}$$

Tableau VI.9 : Ferraillages des semelles filantes sous un voile

Semelle	Nu/ml (KN/ml)	Mu/ml (KN)	A (m)	B (m)	Ab.calculée (cm2)	Achoisie (cm2)	Esp (cm)	Aa rep (cm2)	Achoisie (cm2)	Esp (cm)
SF_1	358.88	141.23	1	3	6.81	10HA12 =11.31	15	8.48	10HA12 =11.31	30
$SF_{2,13}$	466.93	211.32	1	3	9.23			8.48		
$SF_{3,5,9}$	469.72	216.36	1	3	9.34			8.48		
SF_4	284.2	59.49	1	3	4.03			8.48		
$SF_{6,8}$	477.36	222.3	1	3.4	10.73			9.61		
SF_7	487.5	233.45	1	3	9.82			8.48		

VI.7.1.3 Longueur de scellement "ls" :

Pour déterminer la longueur des barres, en pratique, on compare la longueur de scellement "ls" avec la largeur de la semelle " B ".La contrainte admissible d'adhérence □s = 2.8 MPa.

La longueur de scellement est égale à :

$$ls = \frac{\emptyset.f_e}{4.\tau_s}$$

$ls \geq \frac{B}{4}$ Ancrage courbe

$\frac{B}{8} \leq ls \leq \frac{B}{4}$ Ancrage courbe ou rectiligne

$ls \leq \frac{B}{8}$; on utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur de 0.71B.

Tableau VI.10 : Vérification longueur de scellement des semelles filantes

Semelle	∅(mm)	L_s(cm)	B/8 (cm)	B/4 (cm)	Ancrage
Sous poteau	12	42.86	30	60	Ancrage courbe
Sous voile	12	42.86			

VI.7.2 Vérification de la stabilité au renversement [Art 10.1.5 RPA99v2003] :

Quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

$$\left(e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}\right).$$

- **Semelles filantes :**

Tableau VI.11 : Vérification stabilité au renversement des semelles filantes

Semelle	N_u(KN)	M_u(KN.m)	e_0(m)	B(m)	B/4 (m)	$e_0 \leq B/4$
SF_1	7563.05	2631.25	0.3479	3	0.75	Vérifiée
SF_2	7934.04	2798.15	0.3527	3	0.75	
SF_3	3676.9	1107.97	0.3013	3	0.75	
SF_4	4195.5	2805.86	0.6688	3	0.75	
SF_5	3420.22	990.25	0.2895	3	0.75	
SF_6	5505.70	1952.35	0.3546	3	0.75	
SF_7	9463.15	5087.33	0.5376	3	0.75	
SF_8	5223.3	1652.30	0.3163	3	0.75	
SF_9	9385.86	280.19	0.0299	3	0.75	
SF_{10}	8890.25	130.51	0.0147	3	0.75	
SF_{13}	7853.23	1523.0	0.1939	3	0.75	

VI.8. Ferraillage Longitudinalement : «La poutre de libage »

VI.4.1.3.a. Dimensionnement :

La poutre de libage va reprendre tous les charges verticales et les moments de flexions. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur hp sera déterminer par la théorie de poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivant à vérifier, pour assurai une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Il faut vérifier l'inégalité suivant :

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e \qquad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton (E = 32164.20).

- ✓ L : La plus grande travée dans la fille (L = 6.00m)
- ✓ K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3).
- ✓ I : Moment d'inertie de la semelle, $I_I = \frac{b.h_p^3}{12}$ = 0.046 m^4
- ✓ hp : la hauteur de la poutre de libage

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0.5.K.L^4}{E}} = 0{,}93 \text{ m} \quad \text{on adpote} \quad h_p = 95\text{cm}$$

Donc: $l_e = 4.59$ m

$L = 6.00 \text{ m} < \frac{\pi}{2} l_e = 7.21 \text{ m}$ (condition vérifie)

Le calcule peut être fait en supposant une répartition linéaire des contraintes sur le sol et li n' y a pas lieu de faire des calculs relatifs à la poutre sur sol élastique.

- Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m^2) qui calcule par la formule suivant :

$$q = \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

- ✓ ∑ Ni : la somme des efforts normaux. ($N_{poteaux}+N_{amorce\ poteaux}+N_{remblée}+N_{longrine}+PP_{poutre}$)
- ✓ L : La longueur totale de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (kN/m^2). Les valeurs de q sont représente dans le tableau suivant :

Tableau.VI.12 : poutre de libage sous l'effet de la charge q

	ΣNi(ELU) (kN)	ΣNi (ELS) (kN)	L (m)	q_u (KN /m^2)	q_{ser} (KN /m^2)
SF10	8297.72	7439.20	25.45	326.04	292.31

A/ armatures longitudinales :

❖ **Calcul à l'ELU de résistance :**

La poutre de libage travail en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\phi}{2} \cong 0.9.h \qquad et \qquad c = c' = h - d$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2} \; ; \quad on\ a\ \mu \leq \mu l = 0.392 \quad \Rightarrow\ A' = 0\ \ et\ \ A = \frac{Mu}{\beta.\, d.\sigma s}$$

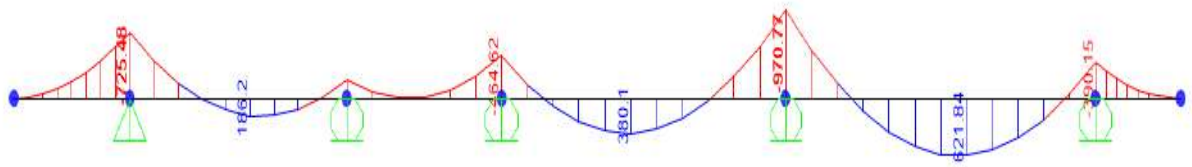


Fig.VI.11 : Diagrame des moments à l'ELULes résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance par la section dans le tableau suivant :

Tableau VI-13 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage

	Mu (kN.m)	d (cm)	A (cm^2)	A'(cm^2)	A $_{Choix}$ (cm^2)
Travée	624.81	60	20.30	0	11HA16=22.12
Appui	970.77	60	40.20	0	20HA16=40.21

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

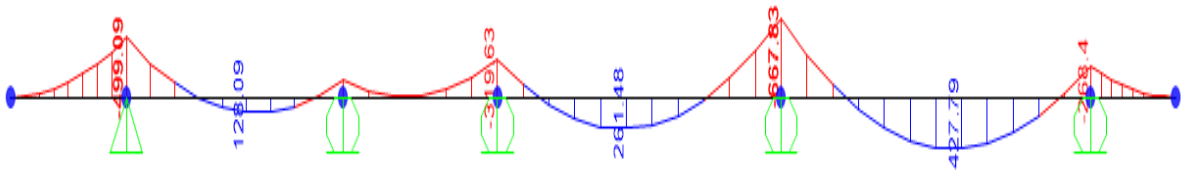


Fig.VI.12 : Diagrame des moments à l'ELS

Pour une fissuration préjudiciable, la vérification a été faite :

Tableau VI-14 : vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS

	A_{ELU} (cm²)	M_{ser} (kN.m)	σb (MPa)	σs (MPa)	σb ≤ [σb]	σs ≤ [σs]
Travée	624.81	273.92	7.00	91.70	Oui	Oui
Appui	970.77	839.96	9.50	127.40	Oui	Oui

On remarque que les vérifications des contraintes sont satisfaisantes.

B/ Armatures transversales :

Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d}$$

Tableau VI.15 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage

	Vu (kN)	**τu MPa**	**[τ] MPa**	**At (cm²)**	**St (cm)**	
					ZN	**ZC**
Poutre de libage	880.20	1.47	2.50	4HA8=2.01	12	15

VI.8 Ferraillage des longrines [art 10.1.1rpa99v2003] :

a) Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer audéplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

b) Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

Site S3 :25 cm x 30 cm

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20\ KN$$

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.

La section choisie : 30x30 cm^2

α=10 (zone III,S3)

VI.8.1.Ferraillage à l'Etat Limite Ultime :

- Armatures longitudinales :

$$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20\ KN \qquad \text{avec } \alpha = 10A = \left(\frac{F}{\sigma_s}\right)$$

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.16 : Ferraillage longitudinal des longrines

Section (cm^2)	N_u (KN)	F(KN)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{Min}CBA (cm^2)	A_{Min} RPA (cm^2)	Vérification
30x30	2975.46	297.55	8.55	6HA14=9.24	0.90	5.40	vérifiée

VI.8.1.1.Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$$\sigma_s = \frac{F}{A_{choisie}} \quad ; \quad \overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3} \times f_e ;\ 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right] = 201.63Mpa$$

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau VI.17 : Vérification de contrainte à l'ELS des longrines

B (cm^2)	N_{ser} (KN)	F(KN)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30x30	1686.18	168.62	9.24	182.49	201.63	Vérifiée

VI.8.1.2.Calcul des armatures transversales :

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau VI.18 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines

		CBA 93		RPA 99			St adopté (cm)		
B (cm^2)	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	$S_{t(nodale)}$ (cm)	$S_{t(courant)}$ (cm)	A_t (cm^2)	$S_{t(nodale)}$ (cm)	$S_{t(courant)}$ (cm)	$A_{tchoisie}$ (cm^2)
30x30	0.305	10	0.30	10	15	1.35	10	15	4HA8=2.01

VI.9.Etude de voile périphérique:

Ce sont des murs en béton armé se trouvant au niveau du sous-sol pour une liaison rigide assurant l'encastrement de la structure et résistant à la poussée des terres.

Le voile de notre bâtiment est caractérisé par une hauteur de 4.08 m et une épaisseur de 20cm.

Il est considéré comme une dalle pleine et supposé uniformément charger par la poussée des terres.

$\rho = \frac{4.08}{5.20} = 0.78 > 0.4$ D'après l'abaque de calcul des dalles rectangulaires

$$\text{ELU: } v = 0 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0550 \\ \mu_y = 0.6135 \end{cases}$$

$$\text{ELs: } v = 0.2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0617 \\ \mu_y = 0.7246 \end{cases}$$

VI.8.1 Calcul de la poussée des terres :

$$P_1 = \frac{1}{2}.\gamma.K_\gamma.h^2 \quad \text{avec } h = 4.08 \text{ m}$$

$K_\gamma = \tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$

Et : $\varphi = 20^o$;$K_\gamma = 0.490$

$P_1 = \frac{1}{2} \times 20.3 \times 0.490 \times 4.08^2 = 82.79\ KN/ml$

$q_u = 1.35 \times \frac{82.79}{2} = 55.88\ KN/ml$

$q_{ser} = \frac{82.79}{2} = 41.40\ KN/ml$

1- Calcul des moments

- **Détermination des moments a l'ELU :**

$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 51.16\ KN.m$

$M_y = \mu_y \times M_x = 31.39\ KN.m$

En travée :

$Mtx = 075M_x = 38.37\ KN.m$

$Mty = 0.75M_y = 23.54\ KN.m$

Aux appuis :

$Max = 0.5M_x = 25.58\ KN.m$

$May = 0.5M_x = 25.58\ KN.m$

- **Détermination des moments a l'ELS :**

$M_x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 42.52\ KN.m$

$M_y = \mu_y \times M_x = 30.81\ KN.m$

En travée :

$Mtx = 0.75M_x = 31.89\ KN.m$

$Mty = 0.75M_y = 23.11\ KN.m$

Aux appuis :

$Max = 0.5M_x = 21.26\ KN.m$

$$May = 0.5M_x = 21.26\ KN.m$$

2- Détermination des armatures longitudinales a l'ELU de résistance :

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

Tableau VI.19 : les armatures longitudinales a l'ELU

Élément		Mu (KN.m)	e (cm)	A (cm^2)	ESP (cm)	Choix
Suivant X	**Travée**	38.37	*20*	6.82	*15*	7HA12=7.92 cm^2
	Appui	25.58		4.47		7HA12=7.92 cm^2
Suivant X	**Travée**	23.54		4.10		7HA10=5.50 cm^2
	Appui	25.58		4.47		7HA10=5.50 cm^2

3- Vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est préjudiciable on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$, $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

TableauVI.20: Vérification des contraintes à l'ELS

Élément		Mser (KN.m)	$A_{adopté}$ (cm^2)	σ_b MPA	σ_s MPA	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}$, Mpa	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Suivant X	Travée	31.89	7.92	7.92	201.6	15	201.6	Vérifiée	Vérifiée
	Appui	21.26	7.92	5.28	176.13				
Suivant Y	Travée	23.11	5.50	6.58	201.6				
	Appui	21.26	5.50	6.05	201.6				

VI.8.2 Vérification des contraintes de cisaillement :

On doit vérifier ;$\tau < \bar{\tau}$

$$\tau = \frac{Tu}{b.d} < \bar{\tau} = \frac{0.07xfc28}{\gamma b} = 1.16\ MPA$$

$$T_{max} = \frac{q_u l_x l_y}{2l_y + l_x} = 80.96\ KN$$

$$\tau = \frac{80.96 \times 10^3}{1000.200} = 0.40\ MPA < \bar{\tau} = 1.16\ MPA \ldots\ldots\ldots\ldots \text{Vérifiée}$$

CONCLUSION GENERAL

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation, d'approfondirons connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes dc calcul récentes ,étude mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris dans la conception des structures des bâtiments.

Dans cette optique, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de se projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important de travailler en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induitesparlastructureadoptéeparrapportàl'architectureproposéeetarriveràune sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.
Enfin, l'objectif principal est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires..

Bibliographie

[1] Règle de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93.

[2] Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 version 2003.

[3] Charges permanentes et surcharges d'exploitation DTR8.C.22

[4] V.Davidovichi, «La construction en zone sismique». Edition le MONITEUR, 1999.

[5] Henry Thonier, « Conception et calcul des structures de bâtiment / Tome 3 ». Presses des Ponts et Chaussées, 1993 à 1998.

[6] DTU 23.1, «Document technique universel».

[7] Y. Chérait, «Calcul des ouvrages en béton armé».Office des publications universitaires, 2ème édition, 2006

[8] Roger Frank, Technique d'ingénieur « Fondations superficielles », C 246.

[9] Règles de calcul des fondations superficielle DTR-BC 2.331

[10] «Ascenseur et Monte-charge». Edition WEKA ,2000.

[11] OTIS, Fiche technique ascenseur pour 8 personnes (630 kg à vitesse 1m/s).

LISTE DES MATIERES

Table des matières

I.1 Présentation de l'ouvrage :....1

I.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :....1

I.2.1 Dimensions en plan du bâtiment :....1

I.2.2 Dimensions en élévation du bâtiment :....1

I.3 Caractéristiques structurelles :....1

I.3.1 Système de contreventement :....1

I.3.1 Planchers :....2

I.3.2 Maçonnerie :....2

I.3.3 Revêtements :....2

I.3.4 L'acrotère :....2

I.3.5 Les escaliers :....2

I.3.6 Infrastructure :....2

II.1 Prédimensionnement des planchers :....3

II.1.1 Plancher corps creux :....3

II.1.2 Plancher dalles pleines :....3

II.2 2 Prédimensionnement des poutres :....4

II.3 Évaluation des charges : [DTR B.C 2.2]....4

II.3.1 Charge permanente :....4

II.3.2 Charges d'exploitation :....6

II.4 Prédimensionnement des poteaux :....6

II.4.1 Choix du poteau le plus sollicité :....6

II.4.2 Dimensions des poteaux :....6

II.5 Prédimensionnement des voiles :....10

III.1 L'acrotère :....11

III.1.1 Calcul des sollicitations à ELU et ELS :....11

III.1.2 Calcul du ferraillage de l'acrotère à L'ELU :....11

III.1.3 La vérification des contraintes à l'ELS : 12

III.2 Les poutrelles : 13

III.2.1 Avant coulage : 13

III.2.2 Après coulage : 14

III.2.3 La dalle de compression : 22

III.3 LES ESCALIERS : 24

III.3.1 Détermination des sollicitations : 24

III.3.2 Détermination des efforts : 25

III.3.3 Calcul du ferraillage : 25

III.3.4 Vérification à l'ELS : 26

III.1 LA POUTRE PALIERE 28

III.1.1 Prédimensionnement : 28

III.1.2 Charges revenant à la poutre : 28

III.1.3 Ferraillage de la poutre palière : 29

III.1.4 Vérifications nécessaire : 30

III.1 Les balcons : 32

III.1.1 Introduction : 32

III.1.2 Schéma statique : 32

III.1.3 Evaluation des charges : 32

III.1.4 Combinaison des charges : 32

III.1.5 Calcul des efforts internes : 32

III.1.6 Calcul du ferraillage : 32

III.1.7 Vérifications : 33

III.2 .DALLE PLEINE : 34

III.2.1 Introduction : 34

III.2.2 Détermination des chargements de la dalle : 34

❖ CALCUL DES MOMENTS (PRINCIPE DU TRAVAIL VIRTUEL) 35

III.2.3 Vérification de l'ELS : 36

TABLEAU III.45. VERIFICATION DE CONTRAINTE DE CISAILLEMENT 36

IV. ETUDE DYNAMIQUE : 37

IV.1 Introduction : 37
IV.2 Caractéristiques dynamiques de la structure : 37
IV.2.1 Centre de masse : 37
IV.2.2 Centre de torsion : 37
IV.2.3 Excentricité : 38
IV.3 Choix de la méthode de calcul : 40
IV.3.1 Introduction : 40
IV.3.2 Méthode dynamique modale spectrale : 40
IV.4 Résultat de l'analyse dynamique : 44
IV.4.1 Vérification de comportement : 44
IV.4.2 Vérification de la participation massique : 45
IV.4.3 Résultante des forces sismiques de calcul : 45
IV.4.4 .Vérification de la stabilité au renversement : 46
IV.4.5 Vérification des déplacements : 47
IV.4.6 Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ : 47
IV.4.7 Vérification de cisaillement des éléments : 48
IV.4.8 Vérification des sollicitations normales : 48
IV.5 Conclusion générale : 49
V.1 .INTRODUCTION : 50
V.2.FERRAILLAGE DES POUTRES : 50
V.2.1.Ferraillage longitudinales : 50
- Ferraillage longitudinal des poutres a l'ELU et ACC : 51
  - Les poutres principales (35x55) 51
  Les poutres secondaires et les chinages 52
V2.3.Vérification des contraintes à l'état limite de service : 52
V.2.4.Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA : 52
V.2.5. Calcul des armatures transversales : 53
V.2.6.Vérification de la flèche 53
V.3.FERRAILLAGES DES POTEAUX : 55

b-Vérification des contraintes à l'état limite de service : 57
IV.6 c-Déterminations des armatures transversales : 57
V.4.Ferraillages des voiles : 58
V.4.1.Les voiles pleins : 58
❖ Recommandation du RPA99v2003 58
IV.7 a-Armatures verticales : 59
V.4.2.Vérification des armatures à ELS : 60
V.4.3.Calcul des armatures horizontales : 60
V.5.Ferraillage des voiles avec ouverture : 61
• Les trumeaux 61
V.5.1.Vérification des armatures à ELS : 61
• Les linteaux : 62
VI.1 Introduction : 64
VI.2 Fondations superficielles : 64
VI.3 Choix du type de fondation : 64
VI.4 Étude préliminaire du choix de type de semelle. 65
VI.4.1.LES EFFORTS NORMAUX A LA BASE DE LA STRUCTURE : 65
VI.5 CALCUL DES SEMELLES ISOLEES : 66
VI.5.1 Dimensionnement des semelles isolées : 66
VI.5.2 Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS : 66
VI.6 .Calcul des semelles filantes : 68
VI.6.1.Dimensionnement des semelles filantes : 68
VI.6.2.Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS : 69
VI.7 Ferraillage des semelles : 71
VI.7.1 Semelles filantes : 71
VI.7.2 Vérification de la stabilité au renversement [Art 10.1.5 RPA99v2003] : 74
VI.8 Ferraillage des longrines [art 10.1.1rpa99v2003] : 77
VI.8.1.Ferraillage à l'Etat Limite Ultime : 78
VI.8.1.1.Vérification des contraintes à l'état limite de service : 78

VI.8.1.2.Calcul des armatures transversales : 79

TABLEAU VI.18 : CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES ET LEURS ESPACEMENTS DANS LES LONGRINES 79

VI.9.ETUDE DE VOILE PERIPHERIQUE: 79

VI.8.1 Calcul de la poussée des terres : 79

VI.8.2 Vérification des contraintes de cisaillement : 81