
بسم الله الرحمن الرحيم

République Algérienne Démocratique et Populaire



Ministère de l'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Dr. YAHIA FARES De MEDEA

Faculté des Sciences et de La Technologie

Département de Génie Civil

Projet de Fin d'Etude

Pour l'obtention du diplôme de master en génie civil

Option : structure

Thème

Conception et calcul de deux bâtiments l'un R+6+sous sol à usage de logements et l'autre R+2 à usage d'amphithéâtre

Présenté par:

- *Arib Amel*
- *Boutoumi Assia*
- *Douakh Hicham*

Encadré par :

M^{r} : Khelladi Mohamed

Promotion juin 2015

Remerciement

Au premier lieu, nous tenons à remercier Dieu qui nous a donné Ce courage et la volonté pour terminer ce travail

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer cet ouvrage et en particulier notre promoteur M r KHALADI Mohamed pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ces orientations précieuses, tout le long de ce projet, sans oublier bien sûr l'ingénieur OULD TURKI Ben Aissa

Nous tenons également à remercier les honorables membres du jury, pour L'honneur qu'ils nous ont accordés en acceptant dévaluer notre travail

Nous remercions aussi l 'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribués à notre formation en Génie Civil

Que tous ceux ou celles qui nous ont apportés leur soutien et qui nous ont aidé de loin ou de prés pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos parents et nos familles.

Référence bibliographique

Documents réglementaires :

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A.93.**
- Règles parasismique Algérienne **RPA99 version 2003.**
- Charges permanentes et charges d'exploitation **D.T.R B.C.2.2.**

Manuels techniques :

- Cours du béton armé. **M .BOUKANDAKDJI.O.**
- Cours de formations.
- Livre d'Albert FUENTES.

Logiciels :

- SAP 2000 V 17.1.1.
- AutoCAD 2014.
- Excel.
- Word.

NOTATION

❖ Majuscule romane :

- **A** : Section d'acier tendu.
- **A'** : Section d'acier comprimé.
- **A_{max}, A_{min}:** Section d'acier maximale et minimale
- **A:** Section d'un cours d'armatures transversales.
- **B :** Aire du béton.
- **Br** : Section réduite du béton d'un poteau.
- **E.L.S :** Etat Limite de Service.
- **E.L.U :** Etat Limite Ultime.
- **Ei** : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
- **G** : Charge permanente.
- **Q** : Charge d'exploitation.
- **M** : Moment fléchissant.
- **Mt** : Moment fléchissant en travée d'une poutre.
- **Ma** : Moment fléchissant en appui d'une poutre.
- **Mu** : Moment fléchissant à l'E.L.U.
- **Mser** : Moment fléchissant à l'E.L.S.
- **N** : Effort normal.
- **Nser** : Effort normal de service.
- **N_u** : Effort normal ultime.
- **T_u** : Effort tranchant ultime.
- **T_{ext}** : travail externe.
- **T_{int}** : travail interne.
- **y_1** : distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.
- **y_2**: distance entre le centre de pression "c" et l'axe neutre.

❖ Minuscules romaines :

- **h**: Hauteur de la section du béton.
- **b** : Largeur de la section du béton.
- **b_0**: Largeur de la nervure du béton (section en Té.)
- **c, c'** : Enrobage supérieur et inférieur.
- **d** : Hauteur utile d'une section.
- **f** : Flèche.
- **fcj** : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
- **Fc_{28}** : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
- **fe** : Limite d'élasticité de l'acier.
- **f_{tj}** : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
- **Ft_{28}** : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

- **i :** Rayon de giration.
- **If** : Longueur de flambement.
- **St** : Espacement de cours d'armature transversale.

❖ Majuscules grecques :

- **Δ** : Variation.
- ∑ : sommation.
- **Φ**: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.
- **W** : poids totale de la structure.
- **V**:Force sismique total.
- $\mathbf{W_i}$: Poids sismique au niveau « i ».

❖ Minuscules grecques :

- $\overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}}$ **:** Contrainte admissible du béton.
- $\overline{\boldsymbol{\sigma_{st}}}$**:** Contrainte admissible d'acier.
- $\overline{\boldsymbol{\tau_u}}$**:** Contrainte ultime de cisaillement.
- $\boldsymbol{\sigma_{bc}}$**:** Contrainte du béton.
- $\boldsymbol{\sigma_{st}}$**:** Contrainte d'acier.
- $\boldsymbol{\tau}$: Contrainte tangentielle.
- $\boldsymbol{\tau_u}$**:** Contrainte de cisaillement.
- **α**: Angle.
- **γ :** Coefficient de sécurité.
- $\boldsymbol{\gamma_b}$: Coefficient de sécurité béton
- $\boldsymbol{\gamma_s}$: Coefficient de sécurité d'acier
- **ε**: Déformation relative.
- **η**: Coefficient de fissuration.
- **λ**:: Élancement mécanique.
- **μ**: Coefficient de frottement.
- **ν:** Coefficient de POISSON.
- **ρ** : Rapport de deux dimensions
- **σ :** Contrainte normale.
- **δ:** Déplacement d'un niveau.

❖ Autres notations :

- **C.V** : Condition vérifiée.
- **C.N.V** : Condition non vérifiée.

I. Introduction :

I.1. Présentation de l'ouvrage :

Notre projet, consiste à étudier les éléments résistants et les éléments secondaires d'un bâtiment à usage d'habitation de 06 niveaux et un sous sol; et deuxième bloc RDC +un étage à usage de bibliothèque (voir plans ci après).

L'ouvrage à étudier sera implanté à ***Boughzoul*** dans la wilaya de Médéa ; classé selon le **R**èglement **P**arasismique **A**lgérien **RPA99 version 2003** ; comme une zone de faible sismicité (zone I).

Notre étude va être conforme aux exigences des règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armés **CBA93** et aux règles parasismique **RPA99 version 2003**.

BLOC A :

I.A .Description de l'ouvrage et caractéristiques géométrique :

Le bloc A est un bloc qui comporte un **sous sol+ RDC** et **six étages courants** avec une terrasse inaccessible au dernier étage et qui présente une forme irrégulière en plan.

(Figure 1.1)

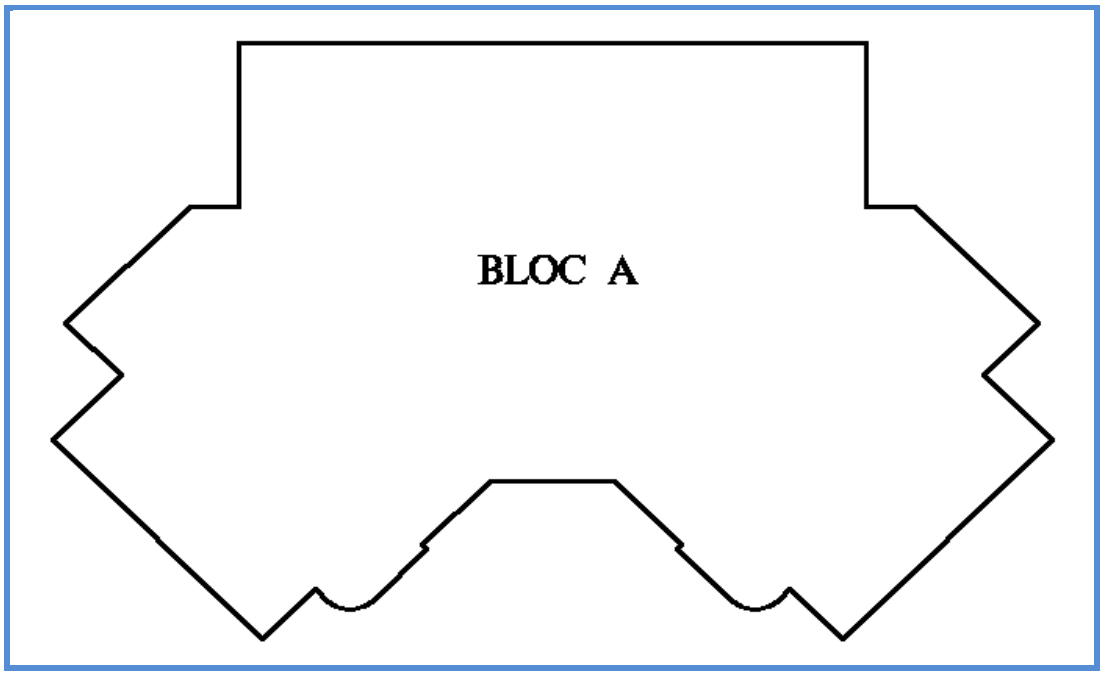


Figure I.1 : Vue en plan

I.A.1. Dimension en plan et élévation :

Notre bâtiment présente une irrégularité en plan et les dimensions sont beaucoup plus explicatives sur plan ***(figure I.2)*** :

- Longueur totale : L= 30.42 m ;
- Largeur total : l= 19.2 m ;
- Hauteur d'étage : $H_{étage}$= 3.23 m ;
- Hauteur de RDC : H_{RDC}= 3.23 m ;
- Hauteur totale du bâtiment : H_{tot}= 29.07 m.

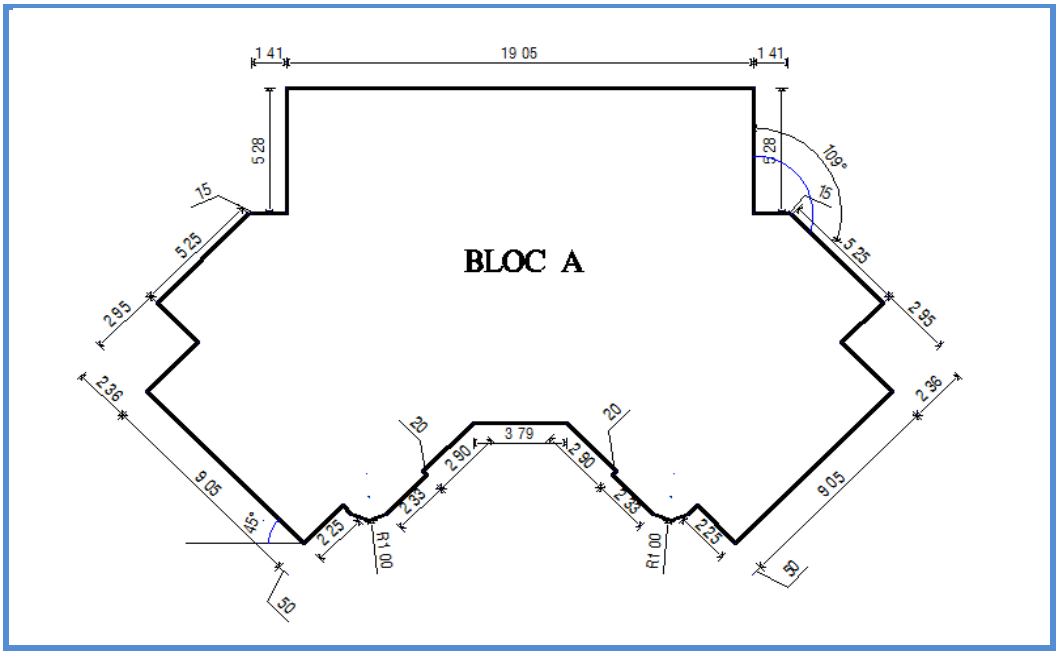


Figure I.2 : Dimensions en plan

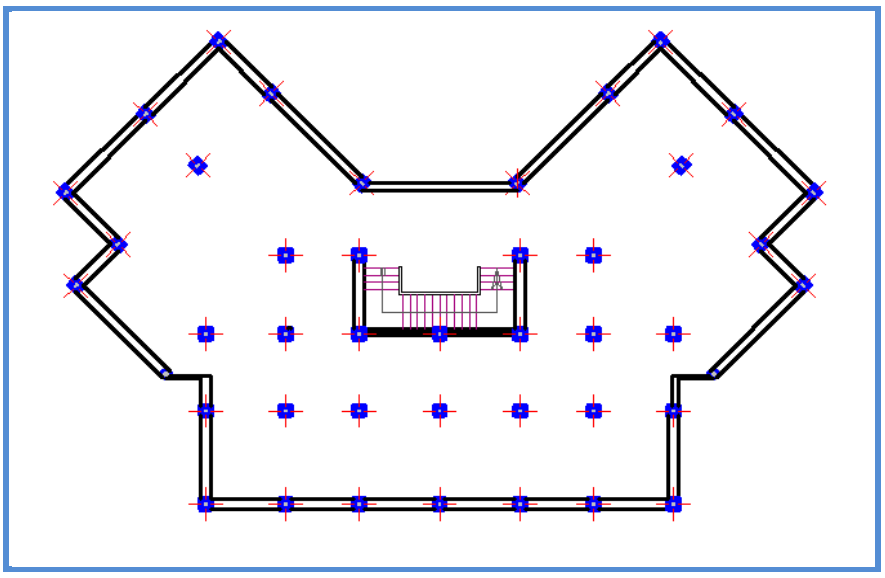


Figure I.3 : vu en plan du sous-sol

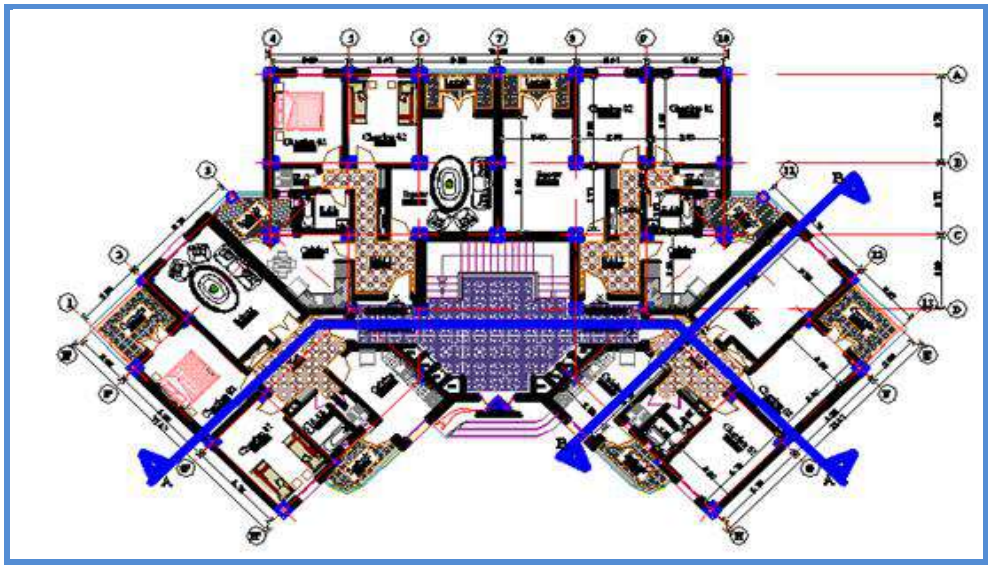


Figure I.4: vu en plan RDC

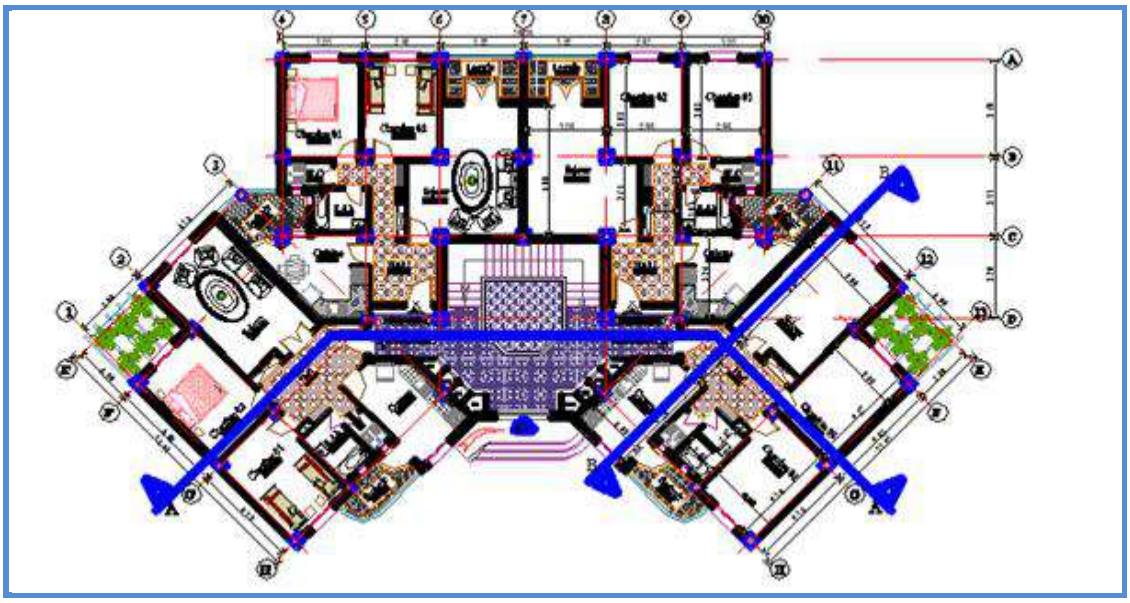


Figure I.5: vu en plan étage courant

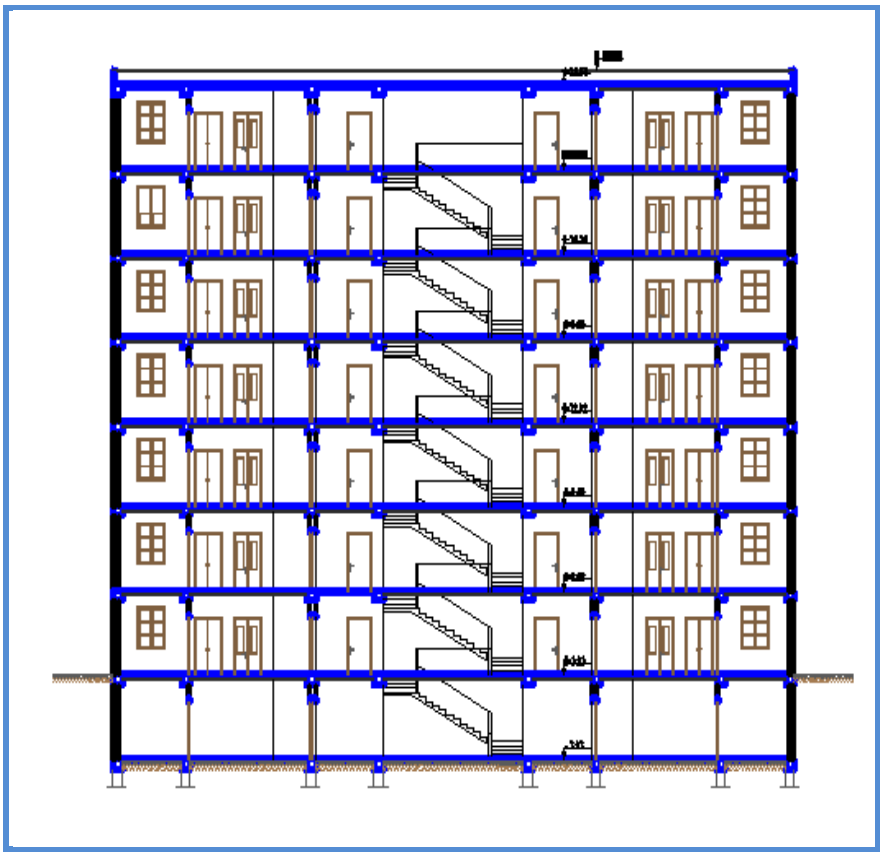


Figure I.6: coupe A-A



Figure I.7: façade principale

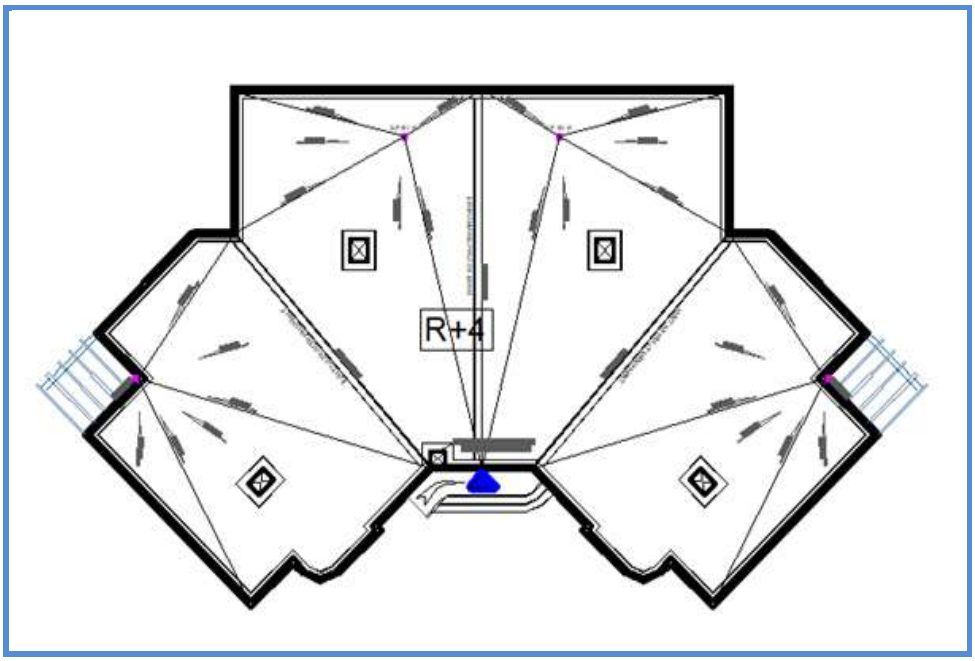


Figure I.8: vu en plan de terrasse

BLOC B :

I.B. Description de l'ouvrage et caractéristiques géométrique :

Le bloc b est un bloc qui comporte un **RDC** comme bibliothèque et **un étage** à usage d'un **amphi théâtre** avec une terrasse inaccessible au dernier étage et qui présente une forme régulière en plan. **(Figure 1.3)**

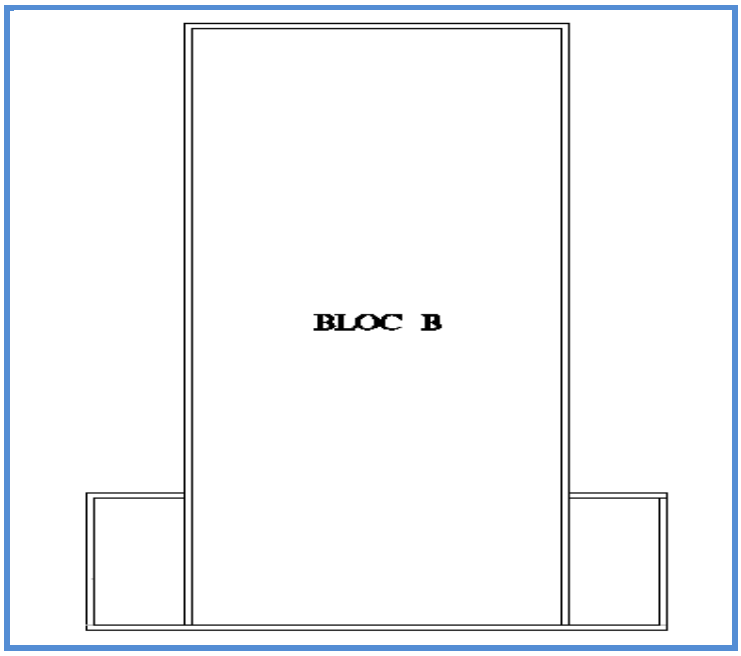


Figure I.9 : Vue en plan

I.B.1 .Dimension en plan et élévation :

Notre bloc présente une régularité en plan et les dimensions sont beaucoup plus explicatives sur plan ***(figure I.2)*** :

- Longueur totale : L= 35.90 m ;
- Largeur total : l= 15 m ;
- Hauteur de terrasse : H_{terra}= 7.50 m ;
- Hauteur de 1^{ere} niveau : H_{niveau}= 7.08 m ;
- Hauteur de RDC : H_{RDC}= 3.40 m ;
- Hauteur totale : H= 17.98 m.

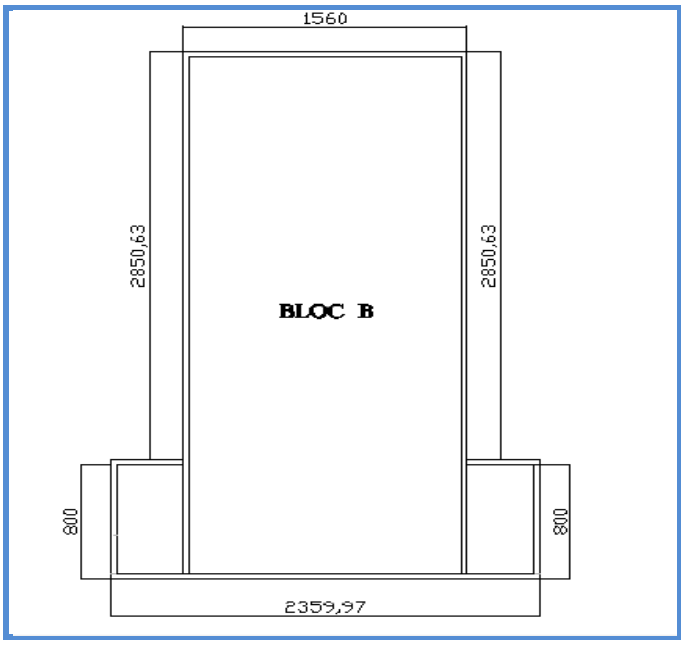


Figure I.10 : Dimensions en plan.

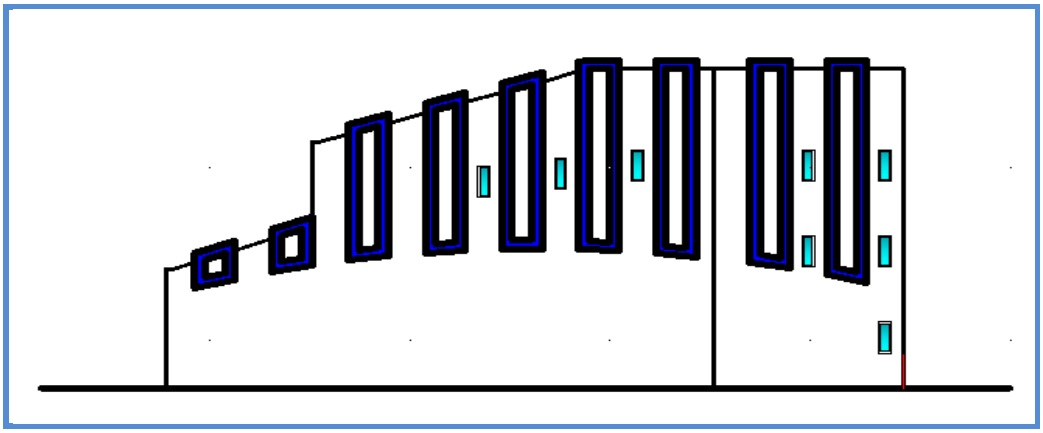


Figure I.11 : façade principal

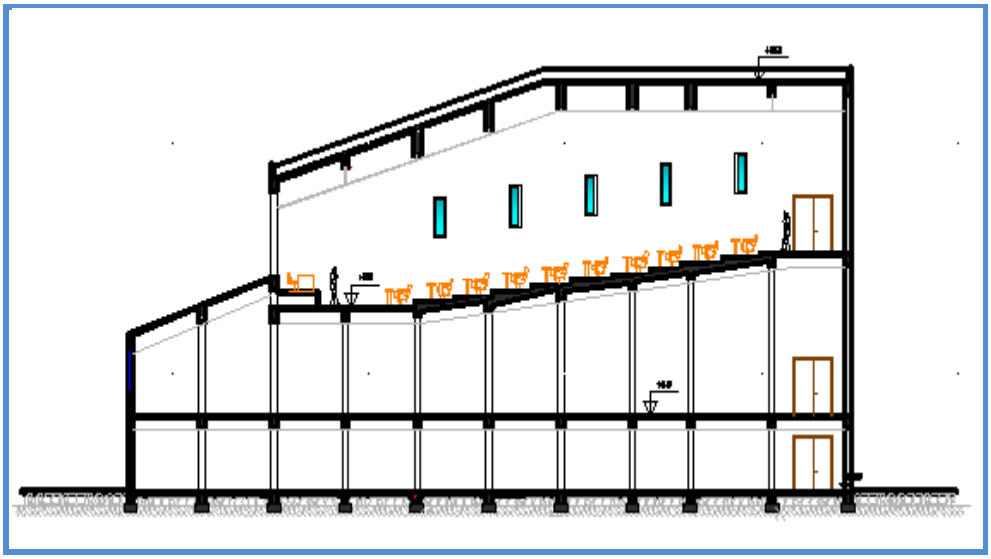


Figure I.12: plan de coupe A-A

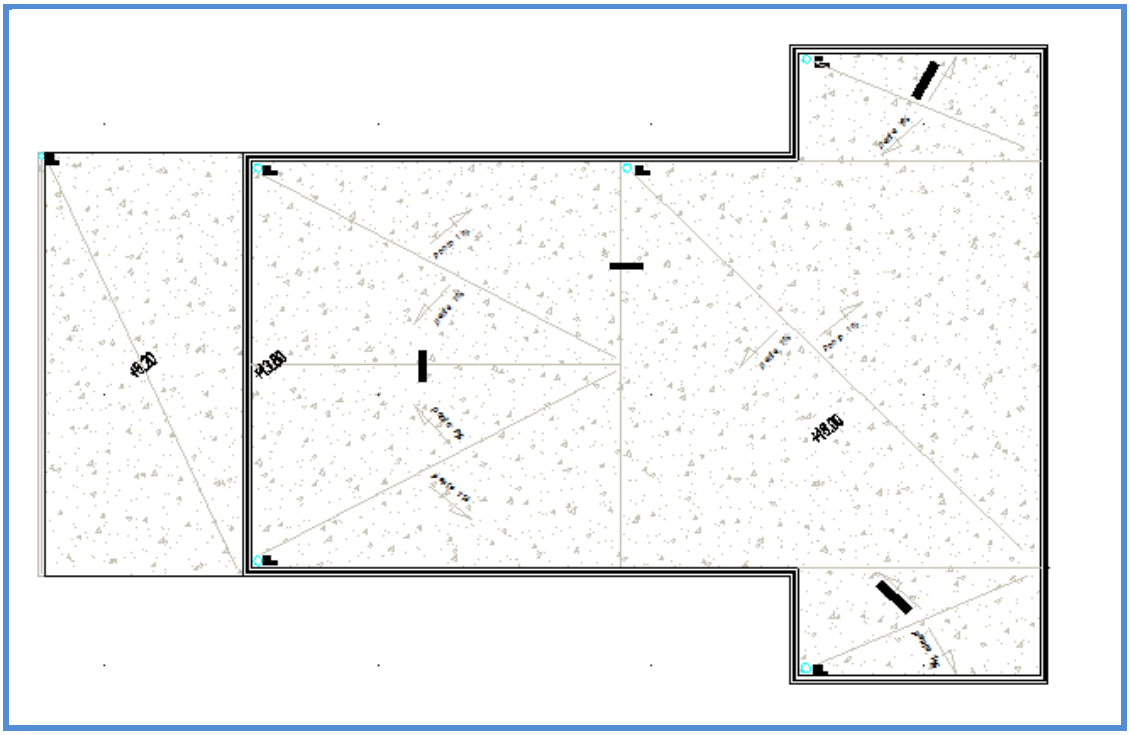


Figure I.13 : vu en plan terrasse

I.2. Système de contreventement :

Notre bâtiment comporte une hauteur supérieure à 17m et la surface en plan dépassé les 400m^2 ; selon ***RPA99 version 2003*** il est nécessaire de stabiliser le bâtiment par un système de contreventement assuré par des voiles et des portiques.

I.2.1.Planchers (diaphragme rigide):

Pour assurer une meilleure isolation thermique et phonique ; on prévoit des planchers à corps creux et planchers à dalle pleine aux étages courants et il eu est de même pour le dernier étage.

I.2.2. Maçonnerie :

Toute la maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses de **10 cm** d'épaisseur.

- ***Murs extérieurs :*** doubles cloisons séparées par une lame d'air de **5 cm.**
- ***Murs intérieurs :*** simple cloisons.

I.2.3. Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de **2 cm** pour les chambres, les couloirs et les escaliers ;
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds ;
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

I.2.4. Acrotère :

Saillie verticale encastré la périphérie du plancher-terrasse d'une faible pente ; assurant la protection de l'étanchéité et pour permettre le ruissellement facile des eaux pluviale.

I.2.5. Escalier :

La circulation verticale entre les étages de notre structure est assurée par un seul type d'escalier droit avec palier intermédiaire.

I.2.6. Ascenseur :

Est un dispositif mobile assurant le déplacement vertical des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis d'une construction.

I.3.Caractéristique des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles **CBA93.**

I.3.1. Béton :

Le ciment utilisé c'est le **CPJ325** (ciment portland artificiel classe 325) pour un dosage de **350 kg/m^3 ;** donnant une résistance **f_{c28} = 25 MPA à 28 jours.**

I.3.2. Les aciers :

Les différents types d'aciers utilisés sont :

Tableau I.1 : les types d'aciers utilisés et leurs nuances

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	Limite élastique (Fe) (MPA)
Rond lisse	**Armatures transversales**	**FeE325**	**Ø6 et Ø8**	**235**
Barre à haute adhérence	**Armatures longitudinales**	**FeE400**	**T≥10**	**400**
Treillis soudé	**Table de compression**	**TLE520**	**0≤ Ø ≤6**	**520**

II. Introduction :

Dans n'importe quel projet, le pré dimensionnement est considérée comme un avant projet qui doit être bien vérifié pour la stabilité et qui consiste à faire l'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : planchers ; poutres ; poteaux ; voiles et autres, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire ; appelé ***pré-dimensionnement.***

II.1 .Définition du pré-dimensionnement :

Etape régie par des règles qui découlent généralement de la limitation des déformations qui représente la base de la première étape qui est la justification à la résistance ; la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

II. 2.Les règles de pré-dimensionnement :

Le dimensionnement du système poteau-poutre en béton armé se fait par :

- **règle de CBA :** (béton armé à l'état limite) ;

- **RPA99 version 2003 :** règle parasismique algérienne ; après le séisme 21 mais 2003 à Boumerdes, avec magnitude 6.8 sur échelle de Richter.

II.2.1.Les facteurs agissants sur le pré-dimensionnement d'une structure :

a. La zone sismique :

Selon RPA99 version 2003 :

Zone 0.....…...n'existence sismicité.

Zone I……....Faible sismicité

Zone IIa ; IIb……Moyen sismicité

Zone III…….Sismicité élevée.

b. La nature de sol :

Il faut faire l'étude géotechnique du sol pour reconnaitre se mouvement (portance, accélération). Ce qui entre habituellement en résonance pour l'éviter :

Le bâtiment rigide sur le sol rigide.

Le bâtiment flexible sur le sol mou.

c. Les matériaux :

Le type de matériaux et leur propriété physique et mécanique déterminent leur comportement.

II.3 .*Les planchers*

II.3.1. Pré-dimensionnement des planchers :

Le plancher est un ouvrage qui, dans une construction une plate forme horizontale au rez-de-chaussée, ou une séparateur entre deux étages ; leurs fonctions principales sont :

- porter les charges et les surcharges du bâtiment ;
- assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux ;
- Participer à la résistance des ossatures aux efforts horizontaux ;
- assurer l'étanchéité dans les salles d'eau.

II.3.2. Plancher à corps creux :

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé (treillis soudé).

Pour le pré-dimensionnement de la hauteur du plancher on utilise la formule empirique suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \qquad (h_t = d + e)$$

Avec :

L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée entre axes.

d : hauteur du corps ceux.

e : la hauteur de la dalle de compression.

- Comme notre projet comporte l'étude de deux blocs (bloc A, bloc B).

➢ **BLOC A :**

Tableau II.1 : pré-dimensionnement de plancher corps creux

	L (m)	***Epaisseur (cm)***	$h_t(cm)$
BLOC A	3.22	$12.88 \leq h_t \leq 16.1$	20
Condition d'isolation acoustique : Pour obtenir une bonne isolation acoustique ; on doit vérifier la condition suivante : $h_{min} \geq 16cm$; d'où on a 20cm>16cm (condition vérifier)			

Conclusion : Tenant compte de toutes ces conditions on obtenu à une épaisseur égale à : **d+e=16+4cm.**

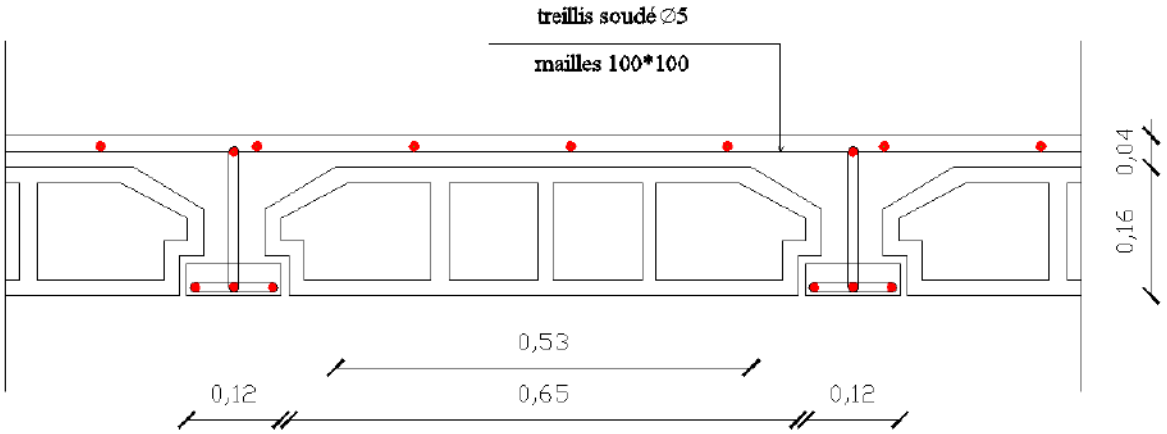


Figure II.1 : coupe au niveau du plancher courant (bloc A).

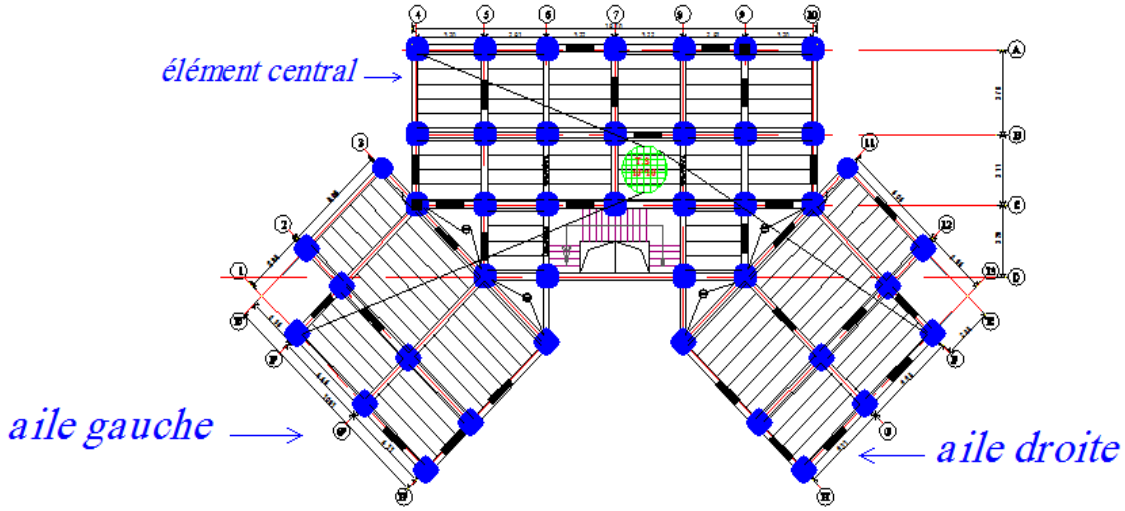


Figure II.2 : coffrage plancher (16+4) (bloc A).

II.3.3 Plancher à dalle pleine :

Le pré-dimensionnement de l'épaisseur des dalles pleines dépend des critères suivants :

a. critère de résistance :

Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis..... ***[CBA93]***

$$\frac{L_x}{50} \leq e_p \leq \frac{L_x}{40}$$

Tableau II.2 : pré-dimensionnement de dalle pleine

	L (m)	Epaisseurs (cm)	e_p (cm)
BLOC A « 3 appuis»	4.52	$4.52 \leq e_p \leq 11.3$	15

Sécurité contre l'incendie :

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

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

Condition d'isolation acoustique : $\boldsymbol{e_p = 15cm}$

Condition de la flèche :

- Si $L \leq 5m$ $f \leq \frac{L}{500}$
- Si $L \geq 5m$ $f \leq \left(\frac{L}{1000}\right) + 0.05$

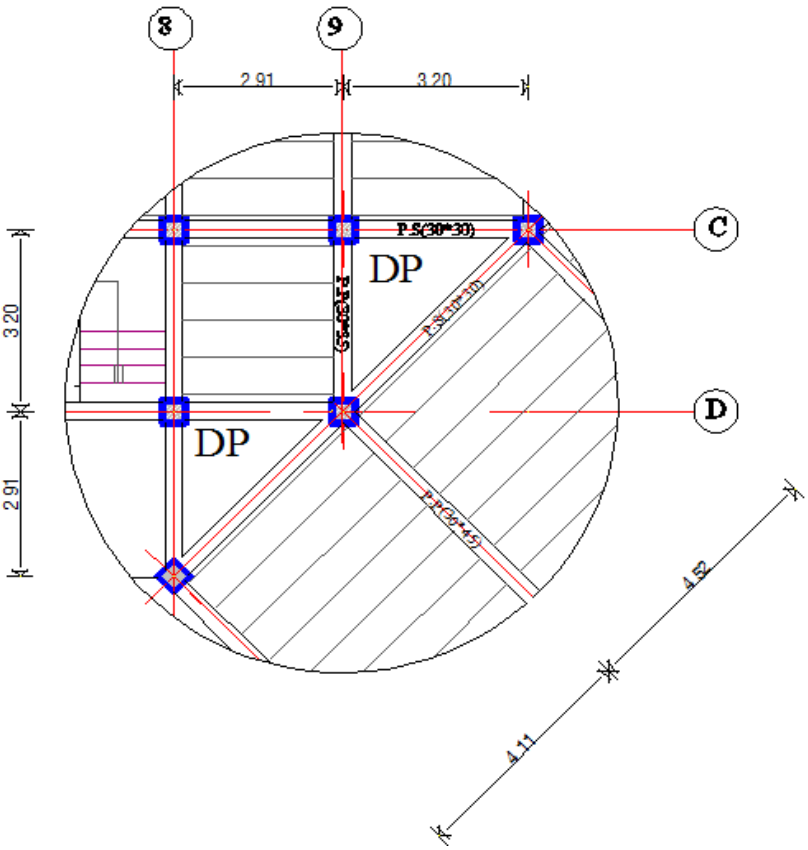


Figure II.3: position des dalles pleines (BLOC A).

Conclusion :

L'épaisseur de la dalles pleines de bloc A entre 7cm et 11cm on opte pour une épaisseur: e_p=15cm

- **BLOC B :**
  - ***Tableau II.3 : pré-dimensionnement de plancher corps creux***

	L (m)	*Epaisseur (cm)*	$h_t(cm)$
BLOC B	4.15	$16.6 \leq h_t \leq 20.75$	20
Condition d'isolation acoustique : Pour obtenir une bonne isolation acoustique ; on doit vérifier la condition suivante : $h_{min} \geq 16cm$; d'où on a 20cm>16cm (condition vérifier)			

Conclusion : Tenant compte de toutes ces conditions à obtenu une épaisseur égale à : **d+e=16+4cm.**

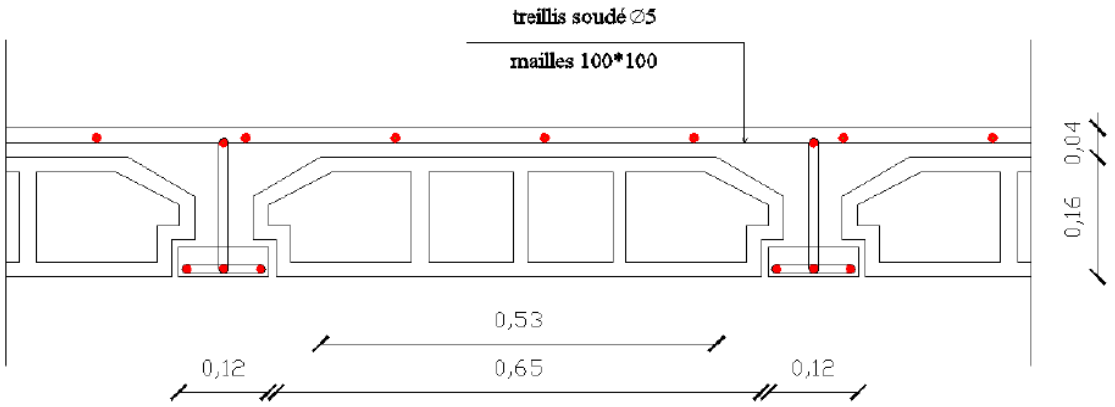


Figure II.4 : coupe au niveau du plancher niveau : 3.4m.

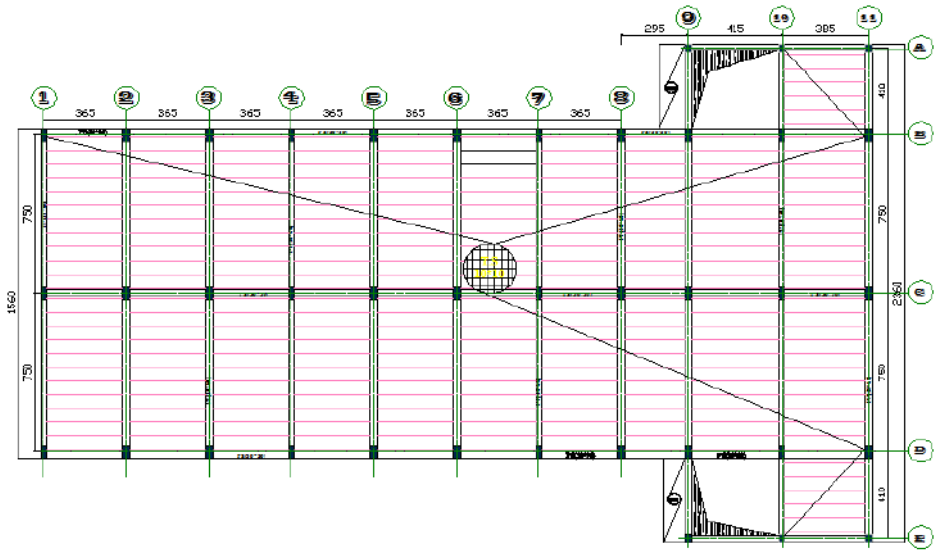


Figure II.5 : coffrage plancher (16+4) (bloc B) niveau : 3.4m.

Tableau II.4 : pré-dimensionnement de dalle pleine

	L (m)	Epaisseurs (cm)	e_p (cm)
BLOC B « 4 appuis »	7.50	$15 \leq e_p \leq 18.75$	17
Sécurité contre l'incendie : $e_p = 7cm$ *: peut assurer un coupe-feu d'une heure.* $e_p = 11cm$ *: peut assurer un coupe-feu de deux heures.* *Condition d'isolation acoustique :* $\boldsymbol{e_p = 15cm}$ ***Condition de la flèche :*** - Si $L \leq 5m$ $f \leq \frac{L}{500}$ - Si $L \geq 5m$ $f \leq \left(\frac{L}{1000}\right) + 0.05$			

Figure II.6 : niveau des dalles pleines (BLOC B) :(pour coffrage plancher).

Conclusion :

Pour les dalles pleines de bloc B on adoptera : e_p=17 cm.

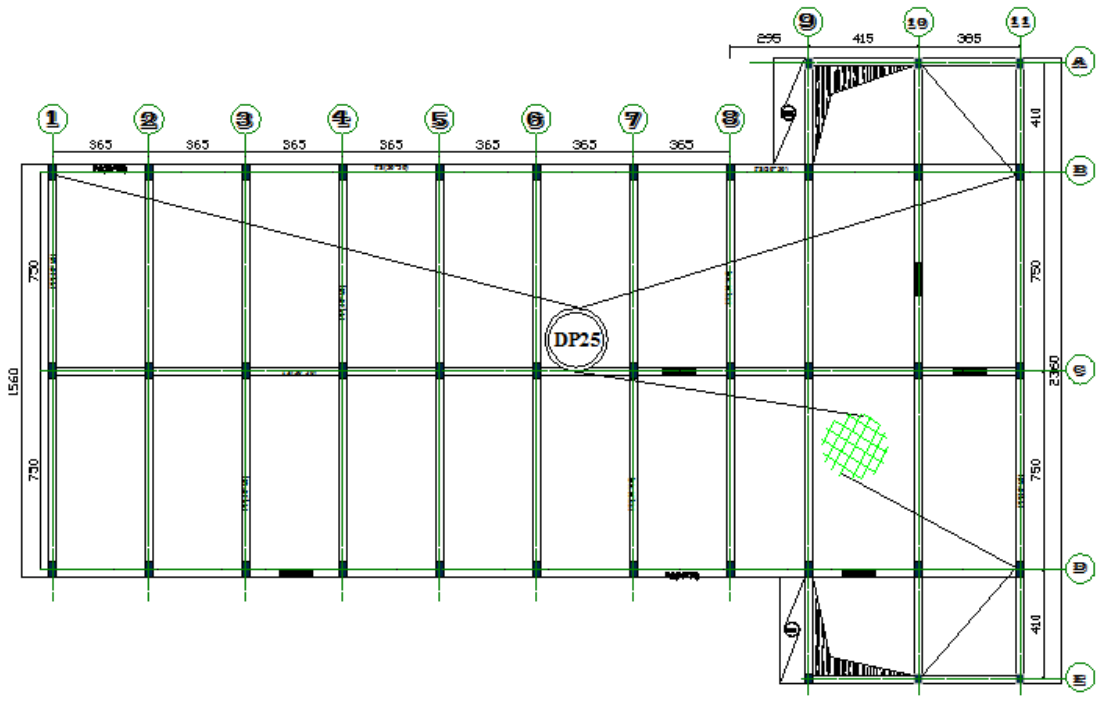


Figure II.5 : coffrage plancher dalle pleine (bloc B) niveau : 10.48m.

II.3.3.1.Evaluation des charges permanentes et les surcharges d'exploitations :

A. Charges permanentes :

- **BLOC A**

A.1.a. Charges de Maçonnerie :

A.1.a.1. Murs intérieurs (simple) :

Tableau II.5 : charge permanent du mur simple cloison.

N°	composantes	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
01	**Enduit en ciment**	0.02	18	0.36
02	**Brique creuse**	0.10	9	0.90
03	**Enduit en plâtre**	0.02	18	0.36
			Total :	**1.62**

A.1.a.2. Murs extérieurs (double cloison) :

Tableau II.6 : charge permanent du mur double cloison.

N°	composantes	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
01	**Enduit en plâtre**	0.02	18	0.36
02	**Enduit en ciment**	0.02	18	0.36
03	**Brique creuse**	0.15	9	1.30
04	**Lame d'aire**	0.05	-	-
05	**Brique creuse**	0.10	9	0.9
06	**Enduit en ciment**	0.02	18	0.36
			Total :	**3.28**

A.1.b. charges de plancher :

A.1.b.1. plancher terrasse inaccessible :

Tableau II.7 : charge permanent du plancher terrasse à corps creux.

N°	composantes	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	**Gravier roulé (8/15)**	0.04	18	0.72
2	**Etanchéité multicouche**	0.02	6	0.12
3	**Papier kraft**	-	-	0.05
4	**Liège (isolant)**	0.04	4	0.16
5	**Forme de pente**	0.1	22	2.2
6	**Film polyane**	-	-	0.01
7	**Par vapeur**	0.01	6	0.06
8	**Plancher (16+4)**	0.16+0.04	-	2.8
9	**Enduit plâtre**	0.02	10	0.20
			G_T :	**6.32**

A.1.b.2.plancher courant à corps creux :

Tableau II.8 : charge permanent du plancher courant à corps creux.

N°	composantes	Epaisseur (m)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	**carrelage**	0.02	0.44
2	**Lit de sable**	0.03	0.54
3	**Mortier de pose**	0.02	0.4
4	**Plancher corps creux**	0.16+0.04	2.8
5	**Enduit de plâtre**	0.02	0.2
6	**Les murs simples**	0.1	1.62
		G_T :	**6.00**

Tableau II.9 : charge permanent de la dalle pleine.

N°	composantes	Epaisseur (m)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	**carrelage**	0.02	0.44
2	**Lit de sable**		0.54
3	**Mortier de pose**	0.02	0.4
4	**Plancher dalle pleine**	0.15	3.3
5	**Enduit de plâtre**	0.02	0.2
		G_T :	**4.88**

- **BLOC B :**

A.1.a'. charges de Maçonnerie :

A.1.a'.1. Murs extérieurs (double cloison) :

Tableau II.10 : charge permanent du mur double cloison.

N°	composantes	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
01	Enduit en plâtre	0.02	18	0.36
02	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
03	Brique creuse	0.15	9	1.30
04	Lame d'aire	0.05	-	-
05	Brique creuse	0.10	9	0.9
06	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			Total :	**3.28**

A.1.b'.charges de plancher :

A.1.b'.1. Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II.11: charge permanent du plancher terrasse à corps creux.

N°	composantes	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Gravier roulé (8/15)	0.04	18	0.72
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Liège (isolant)	0.04	4	0.16
5	Forme de pente	0.1	22	2.2
6	Film polyane	-	-	0.01
7	Par vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.8
9	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
			G_T :	**6.32**

A.1.b'.2. Plancher de RDC à dalle pleine :

Tableau II.12 : charge permanent du plancher 1erétage à dalle pleine.

N°	composantes	Epaisseur (m)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	carrelage	0.02	0.44
2	Lit de sable		0.54
3	Mortier de pose	0.02	0.4
4	Plancher dalle pleine	0.25	8.25
5	Enduit de plâtre	0.02	0.2
6	Double cloison	-	3.28
		G_T :	**9.83**

A.1.b'.3. Plancher de sous-sol à corps creux :

Tableau II.13 : charge permanent du plancher de RDC.

N°	composantes	Epaisseur (m)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	carrelage	0.02	0.44
2	Lit de sable	0.03	0.54
3	Mortier de pose	0.02	0.4
4	Plancher corps creux	0.16+0.04	2.8
5	Enduit de plâtre	0.02	0.2
6	Les murs simples	0.1	1.62
		G_T :	**6.00**

B. Charges d'exploitations :

Tableau II.14 : charge d'exploitation.

Charge d'exploitation	plancher			
Q (KN/m^2)	BLOC A	courant		terrasse
		1.5		1
	BLOC B	RDC	1erétage	terrasse
		4	3.5	1

II.4.*Les poutres*

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T.

II.4.1. Pré-dimensionnement des poutres :

Le pré-dimensionnement des poutres se fait d'après les conditions de résistance et de la flèche imposé par le **« CBA99 »** en tenant compte des exigences du **«RPA99version2003 ».**

- **Règle de CBA 93 :**
  - Hauteur de la poutre : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
  - Largeur de la poutre : $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Avec :

L : longueur de la poutre ayant la plus grande portée.

- **Condition de 'RPA99' version 2003** ***[Art 7.5.1]***

Les poutres doivent respecter les dimensions :

1. $b \geq 25\ cm$
2. $h \geq 25\ cm$
3. $\frac{b}{h} =\leq 4$
4. $b_{max}(cm) \leq 1.5h + b_1$

- **Rigidité :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = 0.0625$$

- **Vérification de la flèche**

Le chois final des sections des poutres dépend de la vérification de la flèche selon les règles de **CBA93/B.6.5.3 ;** les flèches limites pour les dalles sont donnes par :

Si $L \leq 5\ m$ $\quad f = \frac{L}{500}$; Si $L \geq 5\ m$ $\quad f = \frac{L}{1000} + 0.05$

1. $F_{max} = \frac{p*L^4}{384*E*I}$ pour la charge repartie
2. $F_{max} = \frac{p*L^3}{48*E*I}$ pour la charge concentrée

P : est le poids total supporté par nos éléments.

Poids total= $G_p + G_{plancher} + Q_{plancher}$

Pour la détermination de la flèche on considère le cas le plus défavorable ; c'est-à-dire la flèche est prise entre nu des poteaux **(poutres isostatique).**

➢ **BLOC A :**

▪ **Pré dimensionnement des poutres :**

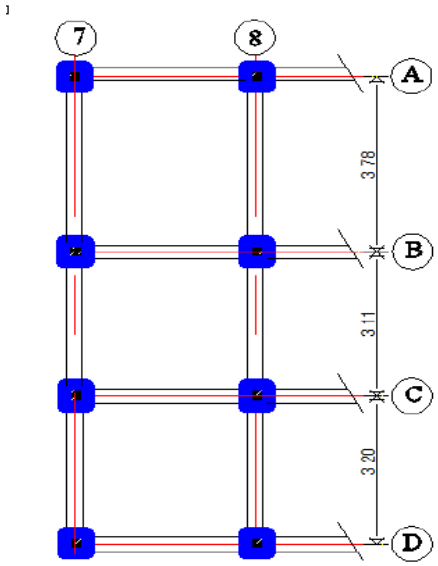


Figure II.7 : Dimensionnement de la poutre principale au niveau de élément centrale (PP I)

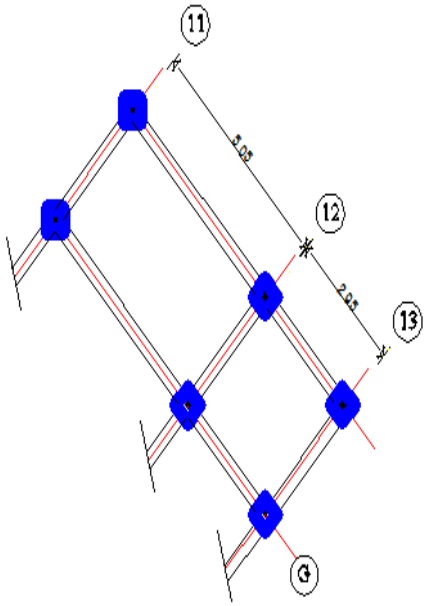


Figure II.8 : Dimensionnement de la poutre principale au niveau de l'aile droite. (pp II)

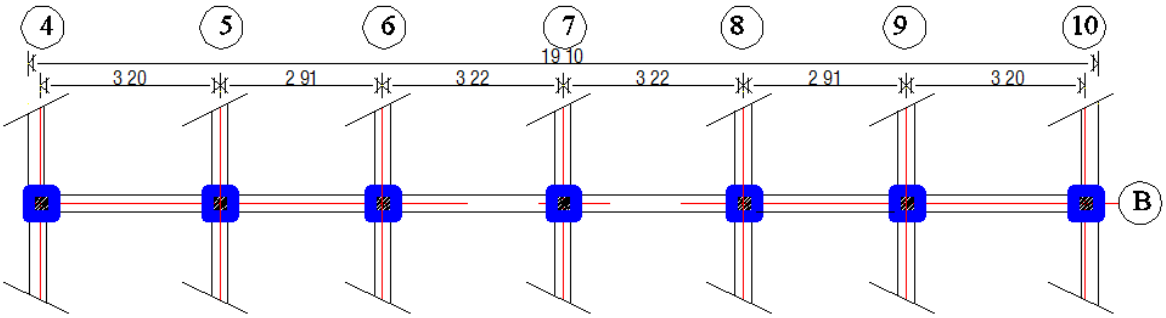


Figure II.9 : Dimensionnement de la poutre sens non porteur au niveau d'élément central (PS I).

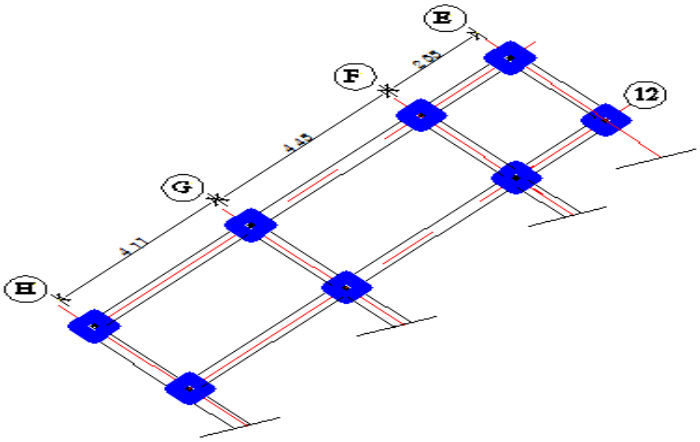


Figure II.10 : Dimensionnement de la poutre sens non porteur au niveau de L'aile gauche (PS II).

- **BLOC B**

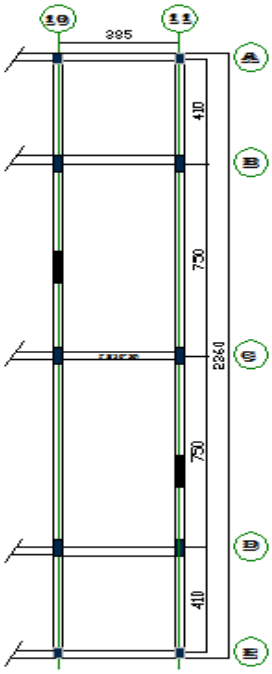


Figure II.11 : Dimensionnement de la poutre principale.

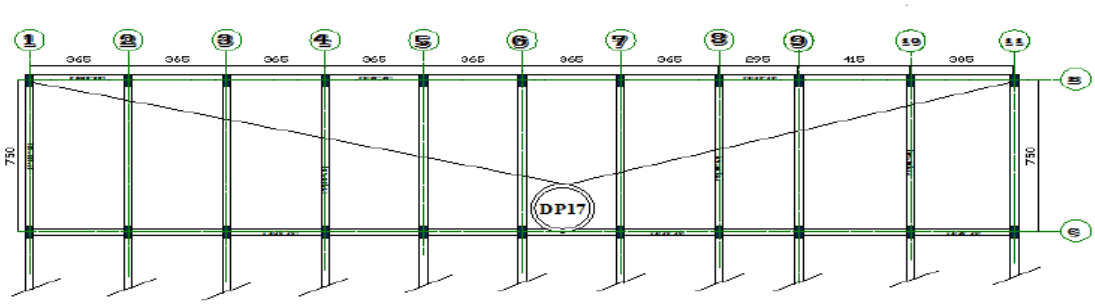


Figure II.12 : Dimensionnement de la poutre s sens non porteur.

Tableau II.15 : pré dimensionnement des poutres.

	poutre			vérification		
	type	**L(m)**	**dimensions**	**Selon RPA**	**rigidité**	
BLOC A	**PP I**	3.78	h=35 cm b=30 cm	$b = 30 \geq 20\ cm$ $h = 35 \geq 30\ cm$ $h/b = 1.16 \leq 4$	$\frac{h}{L} = 0.092 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$	c.v
	PP II	5.05	h=40 cm b=30 cm	$b = 30 \geq 20\ cm$ $h = 40 \geq 30\ cm$ $h/b = 1.33 \leq 4$	$\frac{h}{L} = 0.079 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$	c.v
	PS I	3.22	h=30 cm b=30 cm	$b = 30 \geq 20\ cm$ $h = 30 \geq 20\ cm$ $h/b = 1 \leq 4$	$\frac{h}{L} = 0.093 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$	c.v
	PS II	4.45	h=35 cm b=30 cm	$b = 30 \geq 20\ cm$ $h = 35 \geq 20\ cm$ $h/b = 1.16 \leq 4$	$\frac{h}{L} = 0.078 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$	c.v
BLOC B	**PP**	7.5	h=60 cm b= 30 cm	$b = 30 \geq 20\ cm$ $h = 60 \geq 20\ cm$ $h/b = 2 \leq 4$	$\frac{h}{L} = 0.08 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$	c.v
	PS	4.15	h=35 cm b=30 cm	$b = 30 \geq 20\ cm$ $h = 35 \geq 20\ cm$ $h/b = 1.16 \leq 4$	$\frac{h}{L} = 0.084 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$	c.v

II.5. Pré dimensionnement des goussets :

Pour le pré dimensionnement des goussets, on utilise des formules empiriques données par :

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

On remarque que la dimension du gousset est liée avec la dimension de la poutre.

Tableau II.16 : pré dimensionnement des goussets.

poutre				vérification		
	type	**L (m)**	**dimensions**	**Selon RPA**	**rigidité**	
BLOC B	**goussets**	15	h= 120 cm b= 60 cm	$b = 60 \geq 20\ cm$ $h = 120 \geq 20\ cm$ $h/b = 2 \leq 4$	$\frac{h}{L} = 0.08 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$	c.v

- **Détermination de la flèche :**
  1. $F_{max} = \frac{p*L^4}{384*E*I}$ pour la charge repartie
  2. $F_{max} = \frac{p*L^3}{48*E*I}$ pour la charge concentrée

P : est le poids total supporté par nos éléments.

Poids total= $G_p + G_{plancher} + Q_{plancher}$

➢ **BLOC A :**

Tableau II.17 : vérification de la flèche plancher terrasse.

	éléments	Poids de charge répartie (KN/ml)	L_{max} (mm)	I (mm^4)	E (Mpa)	F_{max} (mm)	F_{adm} (mm)	Vérification $F_{max} \leq F_{adm}$
BLOC A	**PP.I (30*35)**	17.814	3780	1071875000	32164.2	1.373	7.56	ok
	PP.II (30*40)	18.189	5050	1600000000	32164.2	2.99	5.55	ok
	PS.I (30*30)	17.439	3220	675000000	32164.2	1.124	6.44	ok
	PS.II (30*35)	17.814	4450	1071875000	32164.2	2.63	8.9	ok

Tableau II.18 : vérification de la flèche plancher étages courant.

	éléments	Poids de charge répartie (KN/ml)	L_{max} (mm)	I (mm^4)	E (Mpa)	F_{max} (mm)	F_{adm} (mm)	Vérification $F_{max} \leq F_{adm}$
BLOC A	**PP.I (30*35)**	18.187	3780	1071875000	32164.2	1.402	7.56	ok
	PP.II (30*40)	18.562	5050	1600000000	32164.2	3.054	5.55	ok
	PS.I (30*30)	17.812	3220	675000000	32164.2	1.99	8.3	ok
	PS.II (30*35)	18.187	4450	1071875000	32164.2	2.693	8.9	ok

➢ **BLOC B**

Tableau II.19 : vérification de la flèche plancher terrasse.

	éléments	Poids de charge répartie (KN/ml)	L_{max} (mm)	I (mm^4)	E (Mpa)	F_{max} (mm)	F_{adm} (mm)	vérification $F_{max} \leq F_{adm}$
BLOC B	**PP (30*60)**	19.689	7500	5400000000	32164.2	4.64	7.55	ok
	PS (30*35)	17.814	4150	1071875000	32164.2	1.99	8.3	ok
	Les goussets (60*120)	33.189	15000	86400000000	32164.2	7.87	15.05	ok

Tableau II.20 : vérification de la flèche plancher dalle pleine.

	éléments	Poids de charge répartie (KN/ml)	L_{max} (mm)	I (mm^4)	E (Mpa)	F_{max} (mm)	F_{adm} (mm)	vérification $F_{max} \leq F_{adm}$
BLOC B	**PP (30*60)**	29	7500	5400000000	32164.2	6.87	7.55	ok
	PS (30*35)	27.125	4150	1071875000	32164.2	3.03	8.3	ok
	Les goussets (60*120)	42.5	15000	86400000000	32164.2	10.08	15.05	ok

Tableau II.21 : vérification de la flèche plancher RDC.

	éléments	Poids de charge répartie (KN/ml)	L_{max} (mm)	I (mm^4)	E (Mpa)	F_{max} (mm)	F_{adm} (mm)	vérification $F_{max} \leq F_{adm}$
BLOC B	**PP (30*60)**	20.062	7500	5400000000	32164.2	4.75	7.55	ok
	PS (30*35)	18.187	4150	1071875000	32164.2	2.03	8.3	ok
	Les goussets (60*120)	33.562	15000	86400000000	32164.2	7.96	15.05	ok

Tableau II.22 : le choix final des sections des poutres.

		Plancher à corps creux		
	éléments	Plancher terrasse	Plancher étage courant	
BLOC A	PP I	30*35	30*35	
	PP II	30*40	30*40	
	PS I	30*30	30*30	
	PS II	30*35	30*35	
BLOC B	éléments	Plancher terrasse	Plancher étage	Dalle pleine
	PP	30*60	30*60	30*60
	PS	30*30	30*30	30*30

II.6. Pré dimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux avec armatures incorporées, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations, la section des poteaux se calcule d'après la formule suivante :

$$S \geq \frac{Q}{\sigma_{béton}}$$

Q : charge de chaque niveau en revient du poteau le plus sollicités

On peut dimensionner les poteaux, en utilisent un calcule basé sur la décente des charges permanentes et d'exploitations à l'état limite ultime (1.35G+1.5Q) vis-à-vis de la compression simple de poteau.

II.6.1. Etapes de pré dimensionnement :

- Choisir le poteau le plus sollicité ;
- Calcule de la surface reprise par le poteau ;
- Détermination des charges permanentes et d'exploitations revenant à ce poteau ;
- Les conditions de la section transversale des poteaux doivent répondre condition de **RP99 version 2003 : [Art 7.4.1]…page 48 ;**
- Vérifier la section à L'ELS.

Pour les poteaux rectangulaires

$$\begin{cases} \min(b_1, h_1) \geq 30cm \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 1 \end{cases}$$ **Zone I**

- Pour les poteaux voisins de rive, on majore la charge de 10%.

Selon le **CBA93 (B.8.4.1)** on doit effectuer la vérification suivante :

$$N_{ultime} \leq \alpha \left[\frac{B_r * F_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s}\right]$$

A : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcule => **A=B/1000**

B_r : la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

α : Coefficient fonction de l'élancement mécanique.

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0.85}{1+0.2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Pour} \quad \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Pour} \quad 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Avec : $\lambda = L_f/i$: c'est l'élancement mécanique.

$L_f = 0.7L_0$ **:** c'est la longueur de flambement

I : c'est le rayon de giration ou :

$i = \dfrac{b}{\sqrt{12}}$ $\quad I = \dfrac{bh^3}{12}$ **(Poteau carré).**

➢ **BLOC A :**

1- Le choix de poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité **(G-12).**

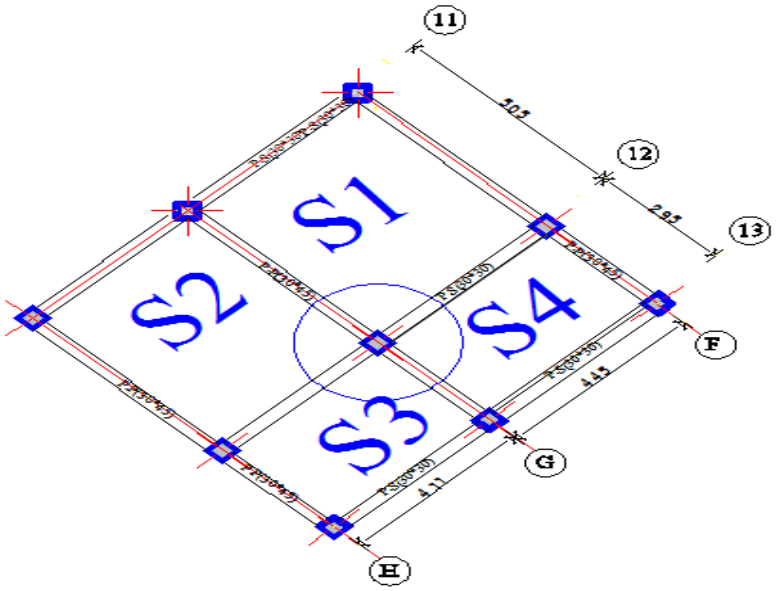


Figure II.13 : le poteau le plus sollicité au niveau de l'aile droite.

Tableau II.23 : le dimensionnement des poteaux.

Niveau d'étage		terrasse	5eme	4eme	3eme	2eme	1er	RDC	SS
Dimension du poteau	a (cm)	40	40	40	45	45	45	45	45
	b (cm)	40	40	40	45	45	45	45	45

2- Détermination des charges et surcharges :

✓ **Charge permanente :**

- Surface du plancher revenant au poteau :

$S_p=S_1+S_2+S_3+S_4$

$\mathbf{S_p}$= ([(4.11/2)+(4.45/2)]-0.3)*([(505/2)+(2.95/2)]-0.3)=(4.28-0.3)*(4-0.3)=**14.726 m²**

$\mathbf{S_t}$ = (4.28*4) =**17.12 m²**

Tableau II.24 : calcule du poids (charges permanentes) de chaque niveau.

Niveau	Poids du plancher (KN)	Poutres principales (KN)	Poutres secondaires (KN)	Poids du poteau (KN)	∑ poids	Poids cumulé (KN)
terrasse	93.068	11.1	10.447	12.92	127.535	127.535
5^{eme}	88.356	11.1	10.447	12.92	122.823	250.358
4^{eme}	88.356	11.1	10.447	12.92	122.823	373.181
3^{eme}	88.356	11.1	10.447	16.351	126.254	499.435
2^{eme}	88.356	11.1	10.447	16.351	126.254	625.689
1^{er}	88.356	11.1	10.447	16.351	126.254	751.943
RDC	88.356	11.1	10.447	16.351	126.254	878.197
SS	88.356	11.1	10.447	16.351	126.254	1004.451

- **Loi de dégression :(DTR BC 2.2 article 6.3)**

Plancher terrasse : $Q_0=Q_{terrasse}*S_t$;

Plancher 5^{eme} niveau : Q_0+Q_1 ;

Plancher 4^{eme} niveau : $Q_0+0.95*(Q_1+Q_2)$;

Plancher 3^{eme} niveau : $Q_0+0.90*(Q_1+Q_2+Q_3)$;

Plancher 2^{eme} niveau : $Q_0+0.85*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$;

Plancher 1^{er} niveau : $Q_0+0.80*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$;

Plancher niveau RDC : $Q_0+0.75*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$;

Plancher niveau SS: $Q_0+0.70*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$.

Tableau II.25 : calcule des charges d'exploitations de chaque niveau.

Niveau	*terrasse*	*5^{eme}*	*4^{eme}*	*3^{eme}*	*2^{eme}*	*1^{er}*	*RDC*	*SS*
Q	17.12	25.68	25.68	25.68	25.68	25.68	25.68	25.68

Effort normal ultime d'un poteau : $\begin{cases} N_u=1.35G+1.5Q \\ \overline{N}_u=N_u+10\%N_u=1.1N_u \end{cases}$

Tableau II.26 : détermination de l'effort normal ultime N_u de chaque niveau.

Niveau	G	Q	N_u=1.35G+1.5Q	1.1N_u
Terrasse	127.535	17.12	197.852	217.637
5eme	122.823	25.68	204.331	224.764
4eme	122.823	25.68	204.331	224.764
3eme	126.254	25.68	208.962	229.858
2eme	126.254	25.68	208.962	229.858
1er	126.254	25.68	208.962	229.858
RDC	126.254	25.68	208.962	229.858
SS	126.254	25.68	208.962	229.858

Vérification de la section du Poteau:

Tableau II.27: vérification de la section du poteau de chaque niveau.

Niveau	section (cm^2)	A=B/1000 (cm^2)	L_f=0.7L_0 (cm)	λ =L_f/i	α=0.85/1+0.2*(λ/50)^2	B_r (cm)	1.1N_u (KN)	$\overline{N_u}$ (KN)	1.1N_u<$\overline{N_u}$
Terrasse	**40*40**	1600	226.1	19.580	0.824	1444	217.63	48060.82	OK
5eme	**40*40**	1600	226.1	19.580	0.824	1444	224.76	48060.82	OK
4eme	**40*40**	1600	226.1	19.580	0.824	1444	224.76	48060.82	OK
3eme	**45*45**	2025	226.1	17.405	0.829	1849	229.85	61228.99	OK
2eme	**45*45**	2025	226.1	17.405	0.829	1849	229.85	61228.99	OK
1ere	**45*45**	2025	226.1	17.405	0.829	1849	229.85	61228.99	OK
RDC	**45*45**	2025	226.1	17.405	0.829	1849	229.85	61228.99	OK
SS	**45*45**	2025	226.1	17.405	0.829	1849	229.85	61228.99	OK

★ ***Poteau circulaire :***

On posant : D=35 cm

- ***Charges permanentes :***

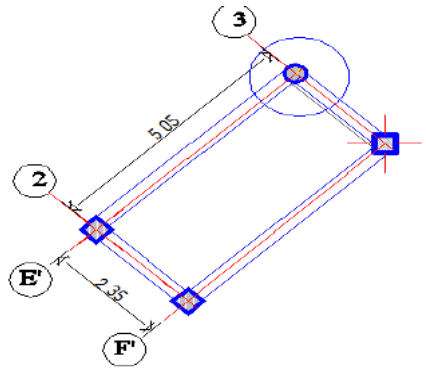


Figure II.14 : le poteau circulaire au niveau de l'aile droite

S_p=((5.05/2)-0.15)*((2.35/2)-0.15)=2.4m

S_t=(5.05/2)*(2.35/2)=2.96 m

Tableau II.28 : calcule du poids (charges permanentes) de chaque niveau.

Niveau	Poids du plancher (KN)	Poutres principales (KN)	Poutres secondaires (KN)	Poids du poteau (KN)	∑ poids	Poids cumulé (KN)
terrasse	14.78	8.015	2.306	7.764	32.865	32.865
5eme	14.04	8.015	2.306	7.764	32.125	64.99
4eme	14.04	8.015	2.306	7.764	32.125	97.115
3eme	14.04	8.015	2.306	7.764	32.125	129.24
2eme	14.04	8.015	2.306	7.764	32.125	161.365
1er	14.04	8.015	2.306	7.764	32.125	193.125
RDC	14.04	8.015	2.306	7.764	32.125	225.615
SS	14.04	8.015	2.306	7.764	32.125	257.74

- **Charges d'exploitations :**

Pour terrasse : $Q=Q_{terrasse}*S_t$

Pour les étages courants : $Q=Q_{étage}*S_t$

- **Loi de dégression *:(DTR BC 2.2 article 6.3)***

Tableau II.29 : calcule des charges d'exploitations de chaque niveau.

Niveau	*terrasse*	*5eme*	*4eme*	*3eme*	*2eme*	*1er*	*RDC*	*SS*
Q	2.966	7.415	11.419	14.978	18.092	20.762	22.986	24.766

Tableau II.30: vérification de la section du poteau de chaque niveau.

Niveau	$\pi D^2/4$	$L_f=0.7L_0$ (cm)	$\lambda = L_f/i$	$\alpha=0.85/1+0.2*(\lambda/50)^2$	B_r (cm)	$1.1N_u$ (KN)	$\overline{N_u}$ (KN)	$1.1N_u<\overline{N_u}$
Terrasse	961.625	226.1	22.386	0.817	1444	53.698	286.06	OK
5eme	961.625	226.1	22.386	0.817	1444	59.940	286.06	OK
4eme	961.625	226.1	22.386	0.817	1444	66.547	286.06	OK
3eme	961.625	226.1	22.386	0.817	1849	72.719	286.06	OK
2eme	961.625	226.1	22.386	0.817	1849	77.557	286.06	OK
1ere	961.625	226.1	22.386	0.817	1849	81.963	286.06	OK
RDC	961.625	226.1	22.386	0.817	1849	85.632	286.06	OK
SS	961.625	226.1	22.386	0.817	1849	88.569	286.06	OK

➢ **BLOC B**

1. Le choix de poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité **(C-10).**

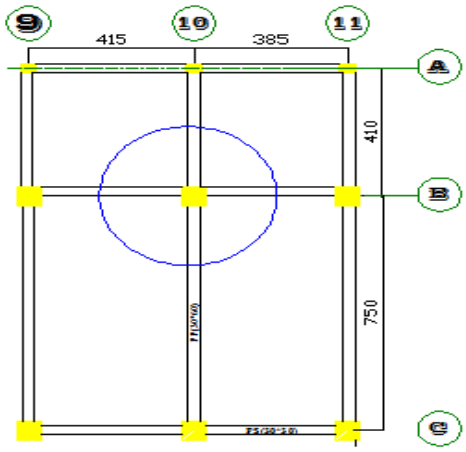


Figure II.15 : le poteau le plus sollicité.

Tableau II.31 : le dimensionnement des poteaux.

Niveau d'étage		terrasse	1er	RDC
Dimension du poteau	a (cm)	60	60	60
	b (cm)	60	60	60

★ **Pour la cage d'escalier :**

Dimension du poteau	a (cm)	40
	b (cm)	30

2. Détermination des charges et surcharges :

✓ **Charges permanents :**

★ Surface du plancher revenant au poteau :

$S_p=S_1+S_2+S_3+S_4$

$\mathbf{S_p}$= (7.5-0.3)*(((3.85+4.15)/2)-0.3) =**26.64 cm²**

$\mathbf{S_t}$ **=** (7.5*4) **= 30 cm²**

Tableau II.32 : calcule du poids (charges permanentes) de chaque niveau.

Niveau	Poids du plancher (KN)	Poutres principales (KN)	Poutres secondaires (KN)	Poids du poteau (KN)	∑ Poids	Poids cumulé (KN)
terrasse	168.36	33.75	9.337	67.5	278.95	278.95
1er	221.37	33.75	9.337	63.72	328.18	607.13
RDC	159.84	33.75	9.337	30.6	233.52	840.65

- **Charges d'exploitations :**

Pour terrasse : $Q=Q_{terrasse}*S_t$

Pour le niveau de dalle pleine: $Q=Q_{DP}*S_t$

Pour le niveau de RDC : $Q=Q_{RDC}*S_t$

- **Loi de dégression :(DTR BC 2.2 article 6.3)**

Tableau II.33 : calcule des charges d'exploitations de chaque niveau.

niveau	terrasse	1ere	RDC
Q en KN	30	135	243.75

Tableau II.34: détermination de la longueur de flambement.

Niveau	*section (cm^2)*	*A=B/1000 (cm^2)*	*$L_f=0.7L_0$ (cm)*	*$\lambda = L_f/i$*	*$\alpha=0.85/1+0.2*(\lambda/50)^2$*	*B_r (cm)*	*$\overline{N}_u$ (KN)*
Terrasse	**60*60**	3600	525	30.31	0.739	3364	971.393
1ere	**60*60**	3600	495.6	28.61	0.749	3364	1684.437
RDC	**60*60**	3600	238	13.74	0.824	3364	1083.123

Tableau II.35: vérification de la section du poteau de chaque niveau.

Niveau	*section (cm^2)*	*G*	*Q*	$N_u=1.35G+1.5Q$	*$1.1N_u$*	*$\overline{N}_u$ (KN)*	*$1.1N_u \leq \overline{N}_u$*
Terrasse	**60*60**	278.95	30	421.58	463.740	971.393	Ok
1ere	**60*60**	328.18	135	645.54	710.097	1684.437	Ok
RDC	**60*60**	233.52	243.75	680.87	748.96	1083.123	Ok

II.7. Pré dimensionnement 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.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $\boldsymbol{L \geq 4a}$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Le ***RPA99 version 2003***, 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.

RPA.99 version 2003 : ►► [Art 7.7.1] ◄◄

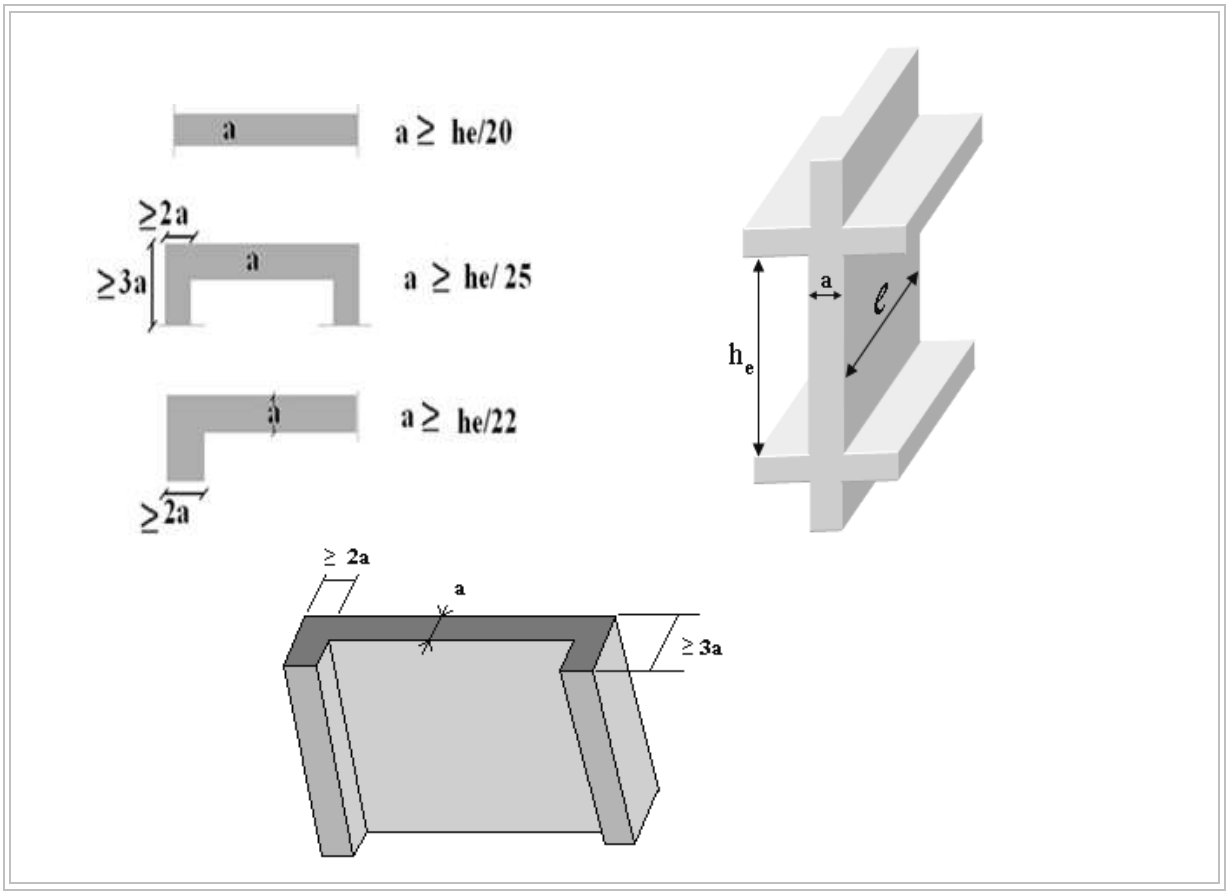


Figure II.16 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)

- **BLOC « A » :**

Dans notre cas on a :

- h_e= 3.23-0.45=2.78m.
- a ≥ MAX(15 cm ; he/25; he/22; he/20)

  a ≥ Max (15 cm ; 11.12cm;12.63m;13.9cm)

  a ≥ 15 cm

On adopte la même épaisseur pour tous les voiles : **a =15 cm**

Concernant les voiles de sous-sol qui servent comme soutènement au sol, ils sont appuyés sur les quatre côtés et travaillent comme une dalle pleine, leurs épaisseurs peuvent être modifiées par la suite.

- **BLOC « B » :**

Dans notre cas on a :

- h_e = 3.40-0.60=2.8m.
- a ≥ Max (15 cm ; h_e/25; h_e/22; h_e/20)

  a ≥ Max (15 cm ; 11.2cm;12.72m;14cm)

  a ≥15 cm

Remarque :

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être susceptibles de changer après avoir effectué le calcul dynamique.

III. INTRODUCTION :

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

III.1. l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasse, il a le rôle : la sécurité et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales qui provoqueraient des fissures suivantes la ligne conjecture entre l'acrotère et la forme en pente.

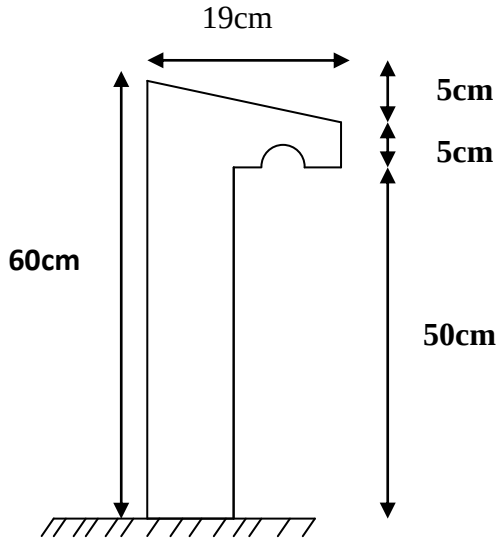


Figure III .1 : Schéma représentatif de l'acrotère.

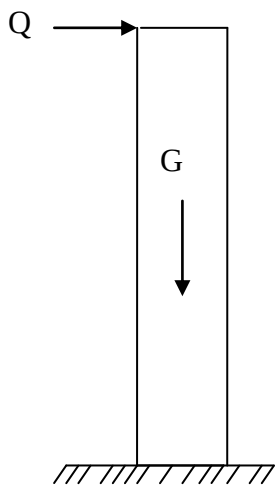


Figure III.2 : sollicitations de l'acrotère

III 1.1.Principe de calcul :

Dans le cas, l'acrotère considéré une console encastrée dans le plancher terrasse.

Le calcul de ferraillage se fait pour une bonde de 1m de largeur, 10 cm d'épaisseur, et 60 cm de hauteur. La fissuration est considéré comme préjudiciable, car l'élément est exposé aux intempéries.

III 1. 2.Évaluation des charges et surcharges :

Tableau III .1 : calcul des Evaluation des charges et surcharges.

Charge permanente	
Poids propre=[(0.6*0.1)+(0.05*0.19)+0.05*(0.19/2))]*25=1.825 KN	
Charge d'exploitation	
Q=1 KN	
Revêtement	$G\ t= \rho\ s_t + G_{revetment} = 2(0.014*0.6*18)=0.3024$ $G_t = 1.825+0.3024=2.16$

III 1.3.détermination des efforts :

Tableau III .2: calcul des Evaluation des charges et surcharges.

	ELU	**ELS**
L'effort normal	$N_U=1.35G=1.35*2.16=2.916$ (KN)	$N_{ser}=G=2.16$(KN)
Moment d'encastrement	$M_U=1.5Qh=1.5*1*0.6=0.9$ (KN .m)	$M_{ser}= Q\ h=1*0.6=0.6$ (KN .m)
L'effort tranchant	$T_U=1.5Q=1.5*1=1.5$(KN)	$T_U=Q=1$(KN)

III 1.4.calcul de ferraillage :

Le calcul de ferraillage se fait par une section rectangulaire (100*10) $cm^{2,}$ soumise à la flexion composée, les dimensions ainsi que les valeurs de résistances caractéristiques matériaux sont présentée dans le tableau suivant :

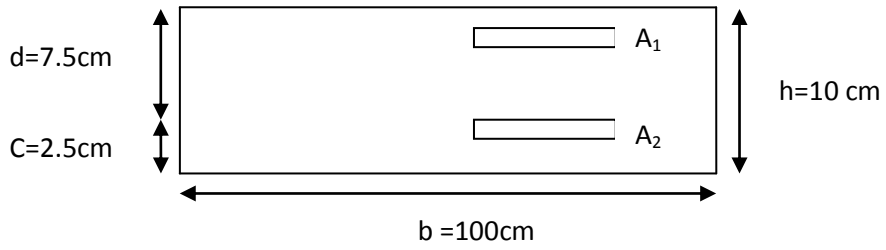


Figure III .3 : Schéma représentatif la section rectangulaire soumise à la flexion composée.

Tableau III.3: les valeurs de résistances caractéristiques matériaux.

Dimension			Résistance caractéristique		
Notation	**valeurs**	**unité**	**Notation**	**Valeurs**	**unité**
B	100	Cm	F_{C28}	25	MPa
H	10	Cm	F_e	400	MPa
C_1	2.5	Cm	N_U	2.916	KN
C_2	2.5	Cm	M_U	0.9	KN .m
L_0	0.6	M	N_{ser}	2.16	KN
L_f	1.2	M	M_{ser}	0.6	KN .m

ELU :

a) Calcul de l'excentricité :

$$\mathbf{e_0} = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.900}{2.916} = 30.86 \Rightarrow \mathbf{e_0} = 30.86 \text{ cm}$$

$$\mathbf{e} = e_0 + (\frac{h}{2} - C) \Rightarrow 30.86+5-2.5 = 33.36 \text{ m}$$

$$e_0 = 30.86 \text{ cm} \geq \frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5 \text{ cm}$$

M = N * e =2.916*0.3336=0.972 KN .m

e: distance entre le point d'application de N et le centre des armatures tendues.

b) Calcul des armatures transversales :

Le calcul se fait en flexion simple

$$\mu = \frac{M_U}{b * d^2 \sigma_b} = \frac{0.9 * 10^3}{100 * (7.5)^2 * 14.2} = 0.012 \leq \mu_l = 0.392$$

$\beta = 0.994$, A'=0 cm

$$A = \frac{M_u}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{0.97 * 10^2}{0.994 * 75 * 348} = 37.39\ mm^2 = 0.37 cm^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_S} = 37.39 - \frac{2.916 * 10^3}{348} = 29.01 mm^2 = 0.29 cm^2$$

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1 \text{ cm}^2$$

A_{min} =1 cm²> A =0.29 cm² ⇒ A = A_{min} = 1.00 cm²

On adoptera : A = 4 HA 8 = 2.01 cm²

c) Armatures de répartition:

On a: $\frac{A}{4} \leq Ar \leq \frac{A}{2} \Rightarrow 0.50 \leq Ar \leq 1.005$

Donc, on prendra : Ar = 3 HA 8 = 1.50 cm².

d) Espacement :

S_t=25 cm ≤S_{min} =min [3h=30 cm; 33 cm] =30 cm

$S_{rép}$=15 cm ≤ S_{min} =min [4h=40 cm; 45 cm] =40 cm

ELS :

a) Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Données :N_{ser} = 2.16Kn.

M_{ser} = 0.6kN.m.

b) Calcule de l'excentricité:

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.16} = 27.77cm$$

$$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5\,cm < e_0 = 27.77cm$$

Nous avons vérifié l'inégalité : $e = \frac{I_g}{B_{0*v2}}$

$B_o = b*h + 15\,(A + A') = 100*10+15(2.01+0) = 1030.15\ cm^2$

$\Rightarrow$ $B_o = 1030, 15\ cm^2$.

$$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}\left[\frac{bh^2}{2} + 15\,(A'c + A\,d)\right] = \frac{1}{1030.15}\left[\frac{100*10^2}{2} + 15(2.01*7.5)\right]$$

$\upsilon_1 = 5, 07$ cm.

$\upsilon_2 = h - \upsilon = 10-5.07 = 4.92 \Rightarrow \upsilon_2 = 4, 92$ cm.

$$I = \frac{b}{3}(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15\,[A(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 c')^2]$$

$$= \frac{100}{3}(5.07^3 + 4.92^3) + 15[2.01(4.92 - 2.5)^2]\ 8490.54 cm^2$$

$\Rightarrow$ **$I = 8490.54\ cm^4$.**

Alors : $\frac{I_g}{b_0*V_2} = \frac{8490.54}{1030.15*4.92} = 1.67\ cm$

Donc : $e_0 = 27.77cm > \frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1,67$ cm

Alors : nous avons une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que : $\begin{cases}\sigma_b \le \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s \le \overline{\sigma}_s\end{cases}$ (fissuration préjudiciable)

Où : $\sigma_b = k.y_1$ avec $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$

$$\sigma_s = 15k(d - y_1)$$

On va calculer y_2 à l'aide de l'équation suivante :

$y_2^3 + py_2 + q = 0$……."*"

y_2: distance entre le centre de pression "**c**" et l'axe neutre.

$$\mathbf{P}=-3\boldsymbol{c^2}+\frac{\mathbf{90}}{\boldsymbol{b}}[\boldsymbol{A_1}(\boldsymbol{c_2}-\boldsymbol{C})+\boldsymbol{A_2}(\boldsymbol{d}-\boldsymbol{C})]$$

$$=-\mathbf{3}(-\mathbf{22.77})^{\mathbf{2}}+\frac{\mathbf{90}}{\mathbf{100}}[\mathbf{2.01}(\mathbf{7.5}+\mathbf{22.77})]=-\mathbf{1500.66}\boldsymbol{cm^2}.$$

$$\boldsymbol{q}=-2\boldsymbol{C^3}-\frac{\mathbf{90}}{\boldsymbol{b}}[\boldsymbol{A_1}(\boldsymbol{c_1}-\boldsymbol{C})^2]=-\mathbf{2}(-\mathbf{22.77})^{\mathbf{3}}\frac{\mathbf{90}}{\mathbf{100}}[\mathbf{2.01}(\mathbf{7.5}+\mathbf{22.77})^{\mathbf{2}}]$$

$=21953.72\boldsymbol{cm^2}$

C : La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression.

Donc C = h/2 – e =5-27.77=-22.77 cm

Donc :

$$\begin{cases} p = -1500.66 cm^2 \\ q = 21953.72 cm^2 \end{cases}$$

Donc l'équation devient : $y_2^3 - 1500.66\, y_2 + 21953.72 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -18694468.6 \quad < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.990 \Rightarrow \varphi = 168.85° \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 44.73 \end{cases}$$

Les racines de l'équation sont : $y_2 = \begin{cases} a\cos(\frac{\varphi}{3}) = 24.82\,cm \\ a\cos(\frac{\varphi}{3}+120) = -44.63cm \\ a\cos(\frac{\varphi}{3}+240) = 19.80cm \end{cases}$

Nous prenons la solution qui est comprise dans la fourchette suivante :

$0 < y_1 = y_2 + C < h$

$$0 < \boldsymbol{Y_1} = \mathbf{24.82} + (-\mathbf{22.77}) = \mathbf{2.05} < \boldsymbol{h} = \mathbf{10}\,\boldsymbol{cm}.$$

y_1 : distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

Donc :

$$\begin{cases} y_2 = 24.82\text{cm} \\ y_1 = y_2 + C = 2.05\text{cm} \end{cases}$$

$$S_{xx'} = \frac{1}{2} b Y_1^2 + 15[A' (Y_1 - c') + A (d - y_1)]$$

$$= \frac{1}{2} 100 (2.05)^2 + 15[-2.01(7.5-2.05)] = 45.81 cm^3.$$

$$K = \frac{M_{ser}}{S_{XX'}} = \frac{2.16 * 10^3}{45.81 * 10^3} = 47.15 * 10^3 \ (KN/mm)^3$$

$$\sigma_b = K y_1 = 0.047 \times 20.5 = 0.96\,\text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 0{,}6\, f_{c28} = 15\,\text{MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \text{Min}\left[\frac{2}{3} f_e = 266.66\,\text{MPa}; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.63\,\text{MPa}\right] = 201.63\,\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 38.54\text{MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.63\,\text{MPa}$$

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 * 25 = 2.1\ Mpa.$$

$$\sigma_b = 0.96\ Mpa < \sigma_b = 15\ Mpa. \qquad (condition\ vérifier)$$

$$\sigma_s = 38.45\ Mpa < \sigma_s = 201.63\ Mpa \qquad (condition\ vérifier)$$

Donc : les sections finales sont les sections calculées à l'E.L.U

c)Vérifications des contraintes de cisaillement de béton:

Suivant ***l'article A5. 1.1*** Des règles CBA (page37)

On doit vérifier les contraintes de cisaillement de béton égal $\tau_u < \tau$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 * d} = \frac{* 1.510^3}{1000 * 75} 0.02\ Mpa.$$

b_0 : désigne la largeur de l'âme. (b_0=1000 mm)

V : la valeur de calcul de l'effort tranchant vis –à-vis de L'ELU ($v_u = \tau_u$)

d : hauteur ultime de la poutre.

La contrainte admissible : ***art(A51.2.1.1) page 39***

$\overline{\tau}_u$=Min [0.15*f_{c28}/γ_b ,4Mpa]= Min [0.15*25=3.75Mpa ,4 Mpa] = 3.75Mpa

$\tau_u < \overline{\tau}_u \Rightarrow$ Le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d) Vérification de l'effort tranchant :

$$F = T_u - \frac{M_u}{0.9d}$$

$$F = 1.5 - \frac{0.9}{0.9x0.075} = -11.83kN$$

F<0 $\Rightarrow$ les armatures tendues ne sont pas soumises à aucun effort de traction, Donc pas de vérification à faire.

III 1.5. Vérification de l'acrotère au séisme :

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivant :

- $\mathbf{F_p} = 4.A.C_p.W_p$. RPA99version2003[art 6.2.3]page 43
- **A:** coefficient d'accélération, (groupe d'usage1B, zone I)
- $\mathbf{C_p}$**:** facteur de force horizontal, (R.P.A tab. 6.1)
- $\mathbf{W_p}$**:** poids propre de l'acrotère pour une bande de 1m de longueur.
- A=0.12; Cp=0.80 ; W p= 2.16 KN.

$$F_p = 4 \times 0.12 \times 0.8 \times 2.16 = 0.83\,KN$$

$$F_p = 0.83\,KN < T = 1.5\,KN \ldots\ldots\ldots \text{(Condition vérifiée)}$$

Conclusion : l'acrotère résiste à la force sismique.

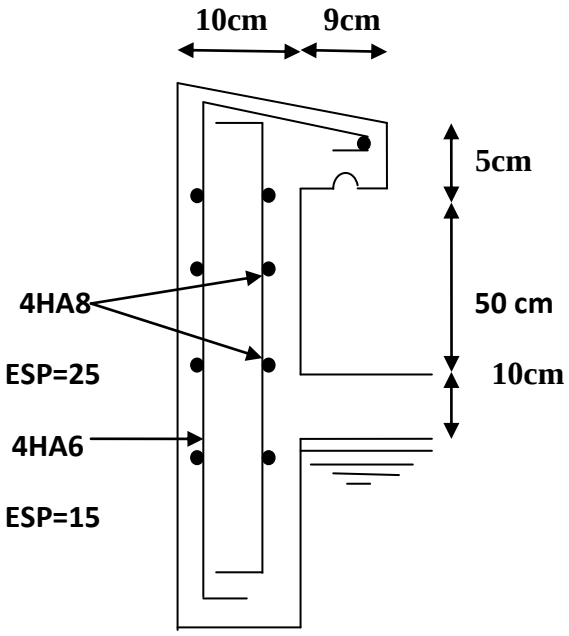


Figure III .4 : Schéma représente le ferraillage de l'acrotère.

III.2. ETUDE DES PLANCHERS :

III.2.1. INTRODUCTION :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont pour rôle :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

III.2.2. PLANCHER EN CORPS CREUX :

Ce type de planchers est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension *(16x20x65) cm^3* avec une dalle de compression de 4*cm* d'épaisseur.

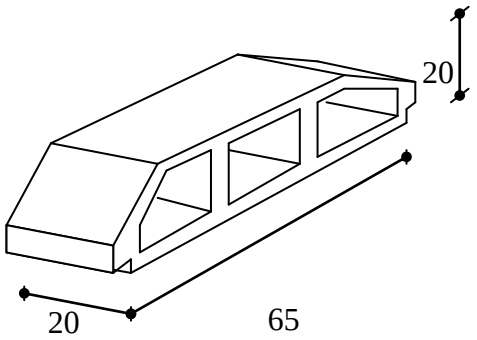


Figure III.5 : Corps Creux

*III.2.2.1.*Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastré aux poutres de rives.

a. 1. Dimensions des poutrelles

$$\Rightarrow \begin{cases} h = 20cm \quad ; \quad h_0 = 4cm \\ b = 65cm \quad ; \quad b_0 = 12cm \\ c = \dfrac{b - b_0}{2} = 26.5cm \end{cases}$$

b. 2. Calcul des moments :

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

A.2.1. Méthode forfaitaire

A.2.1.1. Domaine d'application :

1 - $Q \leq Max\ \{2G\ ;\ 5kN/m^2\}$.

2- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même

3- dans les différentes travées en continuité.

4- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et1.25.

5- Fissuration non préjudiciable.

A.2.1.2. Exposé de la méthode :

- $\alpha = \dfrac{Q}{G+Q}$
- $M_t \geq Max\{1{,}05M_0;(1+0{,}3\alpha)M_0\} - \dfrac{M_w - M_e}{2}$
- $M_t \geq \begin{cases} (1+0{,}3\alpha)\dfrac{M_0}{2} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Travée\,\text{int}\,ermédiaire \\ (1{,}02+0{,}3\alpha)\dfrac{M_0}{2} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Travée\,de\,rive \end{cases}$

Avec :

- ✓ M_0 : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (Moment isostatique).
- ✓ $(M_W ; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.
- ✓ M_t **:** Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

❖ ***Moment sur appuis :***

- $M = 0{,}2M_0$ *……appuis de rive*
- $M = 0{,}6M_0$ *……pour une poutre à deux travées*
- $M = 0{,}5M_0$ *……pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre a plus de deux travée*
- $M = 0{,}4M_0$ *……pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées*

A.2.2. Méthode de CAQUOT [1] :

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

A.2.2.1. Exposé de la méthode :

- ***Moment sur appuis :***

  Avec : $M_0 = \dfrac{ql^2}{8}$

- ***Moment en travée :***

  $M_t(x) = -\dfrac{qx^2}{2} + \left(\dfrac{ql}{2} + \dfrac{M_e - M_w}{l}\right)x + M_w$

Avec :

- ✓ M_0 **:** La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (Moment isostatique).
- ✓ $(M_w ; M_e)$ **:** Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.
- ✓ q_w**:** Charge répartie à gauche de l'appui considéré.
- ✓ q_e**:** Charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcul, de chaque coté de l'appui, les longueurs de travées fictives " l'_w " à gauche et " l'_e " à droite, avec :

- ✓ $l'=l$ *……pour une travée de rive*
- ✓ $l'=0,8l$ *……pour une travée intermédiaire*

Où " l " représente la portée de la travée libre.

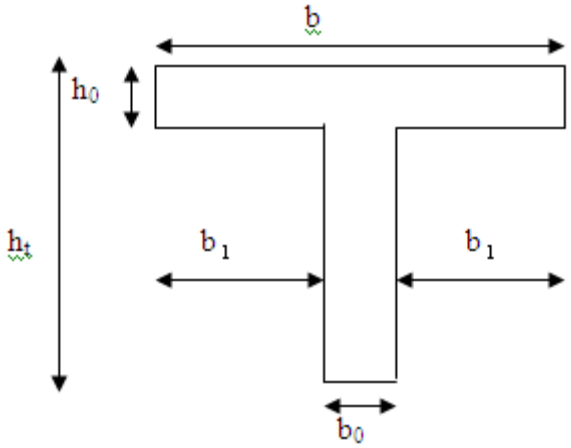
- ***Effort tranchant :***

$$\begin{cases} T_w = \dfrac{ql}{2} + \dfrac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\dfrac{ql}{2} + \dfrac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui Considéré.

T_e **:** Effort tranchant à droite de l'appui considéré.



c. 3. Calcul des poutrelles :

Le calcul se fait en deux étapes :

- **1ère étape :** Avant le coulage de la table de Compression.
- **2ème étape :** Après le coulage de la table de Compression.

**** 1ère étape : Avant le coulage de la table de compression :***

- ➢ Poutrelle de travée : ***BLOC "A"*** (L= 3.22m) **;** ***BLOC "B"*** (L= 4.15m)
- ➢ On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :
- ➢ Son poids propre.
- ➢ Poids du corps creux.
- ➢ Surcharge due à l'ouvrier $Q=1kN/m^2$

III.2.2.2. Evaluation des charges et surcharges :

Tableau III .4 : calcul des Evaluation des charges et surcharges.

BLOC A	
Charge permanentes	***G***
• *Poids de poutrelle=0.12×0.04×25=0.12 k N/ml* • *Poids du* corps creux=0.65×*1=0.65 k N/ml*	*0.77 k N/ml*
• *Poids de l'ouvrier et le matériau* $Q=Max\{1KN;0.5LKN/m\}$	*1.61 k N/ml*
BLOC B	
• *Poids de l'ouvrier et le matériau* $Q=Max\{1KN;0.5LKN/m\}$	2.075 *k N/ml*

III.2.2.3. Combinaison des charges :

1. **BLOC A :**

E.L.U : $q_u=1,35G+1,5Q=$ ***3.45kN/ml.***

E.L.S **:** $q_{ser}=G+Q=$***2.38kN/ml.***

2. **BLOC B :**

E.L.U : $q_u=1,35G+1,5Q=$ ***4.15kN/ml.***

E.L.S : $q_{ser}=G+Q=$***2.85kN/ml.***

❖ ***Calcul des moments :***

Tableau III .5 : Calcul des moments.

BLOC "A"
Moment
$M_G = \frac{GL^2}{8} = \frac{0.77*(3.22)^2}{8} = 9.97*10^{-1}\ KN.m$
$M_Q = \frac{QL}{4} = \frac{1.66*(3.22)}{4} = 1.29\ KN.m$
$M_G = 1.35M_G + 1.5M_Q = 3.22\ KN.m$
BLOC "B"
Moment
$M_G = \frac{GL^2}{8} = \frac{0.77*(4.15)^2}{8} = 1.65\ KN.m$
$M_Q = \frac{QL}{4} = \frac{1.66*(4.15)}{4} = 2.15\ KN.m$
$M_G = 1.35M_G + 1.5M_Q = 5.45 KN.m$

III.2.2.4 .Ferraillage :

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U

D'après l'organigramme de la flexion simple on a:

Tableau III .6 : Calcul des ferraillages.

	M_u ***(k N .m)***	***b (cm)***	***d=0.9h (cm)***	σ_{bc} ***(Mpa)***	$\mu=\frac{M_U}{b*d^2\sigma_{bc}}$	μ_R	A' s
BLOC "A"	3.28	12	3.6	14.16	0.014	0.392	0
BLOC "B"	5.45	12	3.6	14.16	0.023	0.392	0

**** 2ème étape : Après le coulage de la table de compression.***

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en " Té "

❖ ***Evaluation des charges et surcharges :***

Tableau III .7: charge supporté par les poutrelles.

	Niveau	G (*k N/m*)	Q (*k N/m*)	b *Cm*)	E.L.U (*k N/ml*) *(1,35G+1,5Q)*b*	E.L.S(*kN/ml*) *(G+Q)*b*
BLOC A	***Terrasse inaccessible***	6.32	1	0.65	6.52	4.75
	Etage courant	6	1.5	0.65	6.72	4.87
	RDC	6	1 .5	0.65	6.72	4.78
BLOC B	***Terrasse inaccessible***	6.32	1	0.65	6.52	4.76
	Etage courant	6	4	0.65	9.17	6.5
	Plancher dalle plaine	5.33	3.5	0.65	8.08	5.74

✓ ***Conclusion :***

Le plancher étage courant est le plus sollicité.

III.2.2.5. Calcul des efforts internes :

- ***BLOC "A" :***

1- Type1 : Poutrelle à six travées :

$$\begin{cases} q_u = 6{,}72 kN/ml \\ q_{ser} = 4.87 kN/ml \end{cases}$$

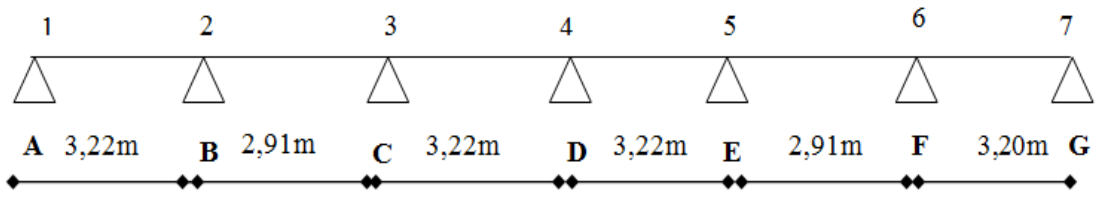


Figure III.6: Schéma statique d'une poutrelle à six travées.

❖ ***Calcul des moments :***

Tableau III.8 : calcul les moments des poutrelles à six travées.

		Moment sur appuis (KN. m)		*Moment en travée (KN .m)*	
Appuis	***Travée***	***ELU***	***ELS***	***ELU***	***ELS***
1	**A-B**	-6.73	-4.78	4.33	3.14
2	**B-C**	-6.73	-4.78	1.31	0.95
3	**C-D**	-6.34	-4.59	3.19	2.31
4	**D-E**	-6.34	-4.59	3.19	2.31
5	**E-F**	-6.73	-4.87	1.31	0.95
6	**F-G**	-6.73	-4.87	4.33	3.14

Tableau III.9 : calcul des efforts tranchant des poutrelles à six travées.

		Effort tranchant (k N) *ELU*		*Effort tranchant (k N)* *ELS*	
Appuis	***Travée***	T_e	T_W	T_e	T_W
1	**A-B**	-3.66	12.87	-6.28	9.32
2	**B-C**	-10.48	9.10	-7.59	6.59
3	**C-D**	-10.33	11.33	-7.48	8.21
4	**D-E**	-11.33	10.33	-3.21	7.48
5	**E-F**	-9.10	10.48	-6.59	7.59
6	**F-G**	-12.87	8.66	-9.32	6.28

1- Type2 : Poutrelle à trois travées :

$$\begin{cases} q_u = 6{,}72 kN/ml \\ q_{ser} = 4.87 kN/ml \end{cases}.$$

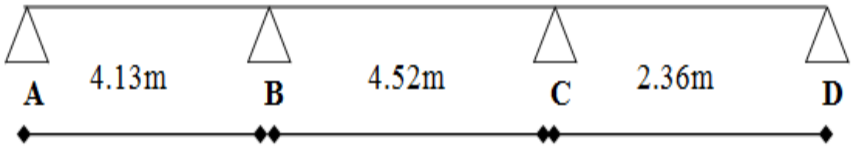


Figure III.7: Schéma statique d'une poutrelle à trois travées.

❖ ***Calcul des moments :***

Tableau III.10: calcul les moments des poutrelles à trois travées.

		Moment sur appuis (KN. m)		*Moment en travée (kN .m)*	
Appuis	***Travée***	***ELU***	***ELS***	***ELU***	***ELS***
1	**A-B**	-_ 8.40	-6.08	1.13	0.82
2	**B-C**	-13.57	-9.84	6.20	4.49
3	**C-D**	-13.57	-9.84	6.58	4.78

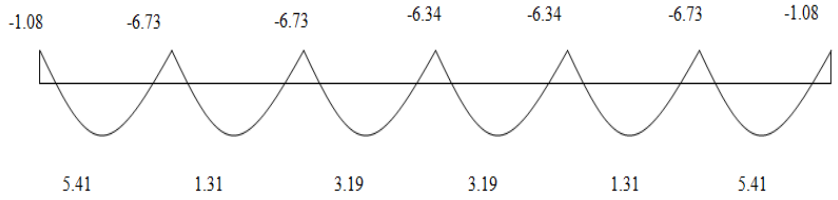
Tableau III.11 : calcul des efforts tranchant des poutrelles à trois travées.

		Effort tranchant (k N) ELU		*Effort tranchant (k N) ELS*	
Appuis	***Travée***	T_e	T_W	T_e	T_W
1	**A-B**	-10.61	17.18	-7.69	12.45
2	**B-C**	-16.35	14.06	-11.85	10.19
3	**C-D**	-11.50	4.38	-8.33	3.17

III.2.2.6.Diagramme des efforts internes :

a) ***Moment fléchissant***

E.L.U :



E.L.S:

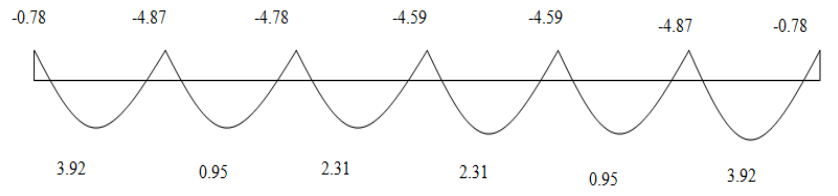


Figure III.8 : Diagramme de moment fléchissant.

a) *Effort tranchant :*

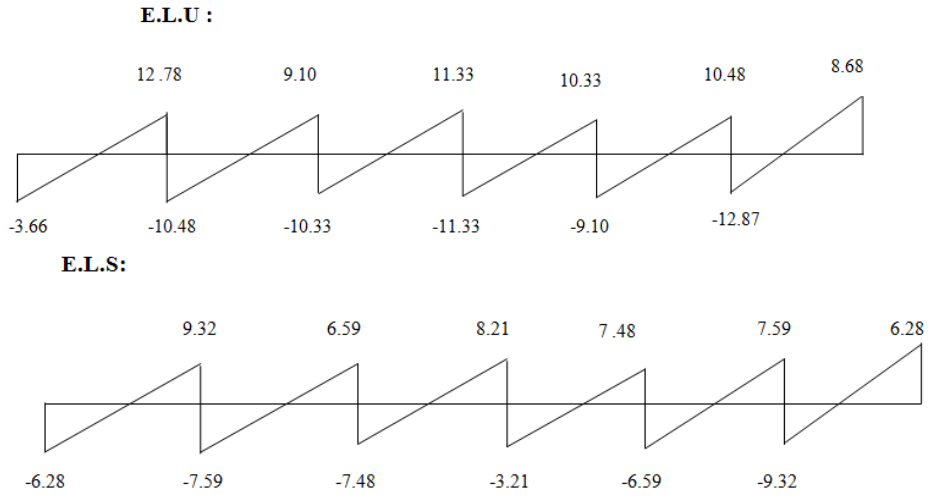


Figure III .9: Diagramme de l'effort tranchant.

Type2 : Poutrelle à trois travées :

b) *Moment fléchissant*

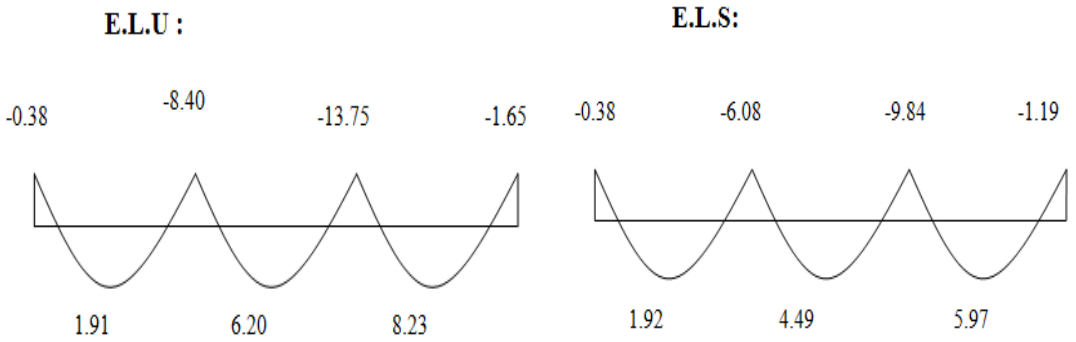


Figure III.10 : Diagramme de moment fléchissant.

c) *Effort tranchant :*

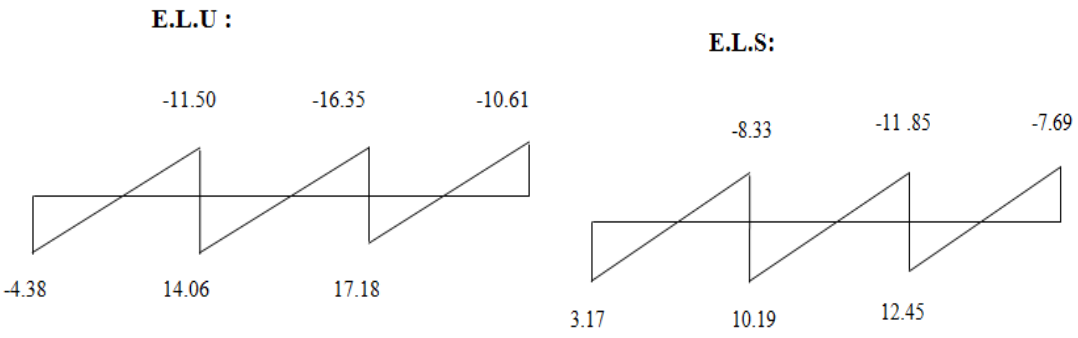


Figure III. 11: Diagramme de l'effort tranchant.

- ***BLOC "A" :***

✓ **Poutrelle à dix travées :**

$$\begin{cases} q_u = 9.17kN/ml \\ q_{ser} = 6.50kN/ml \end{cases}$$

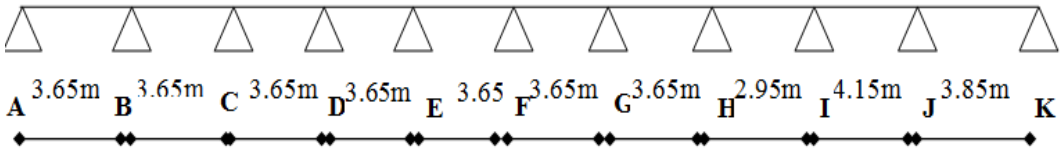


Figure III.12: Schéma statique d'une poutrelle à dix travées.

❖ ***Calcul des moments :***

1. ***Plancher étage :(corps creux)***

Tableau III.12 : calcul les moments des poutrelles à dix travées.

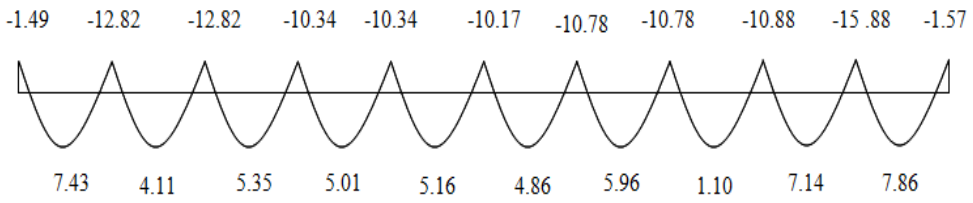
		Moment sur appuis (KN. m)		*Moment en travée (kN .m)*	
Appuis	***Travée***	***ELU***	***ELS***	***ELU***	***ELS***
1	**A-B**	-12.82	-9.09	7.43	5.27
2	**B-C**	-12.82	-9.09	4.11	2.91
3	**C-D**	-10.34	-7.34	5.35	3.79
4	**D-E**	-10.34	-7.34	5.01	3.55
5	**E-F**	-10.17	-7.21	5.16	3.66
6	**F-G**	-10.78	-7.56	4.86	3.45
7	**G-H**	-10.78	-7.56	5.96	4.22
8	**H-I**	-9.42	-6.68	1.10	0.78
9	**I-J**	-10.88	-11.26	7.14	5.06
10	**J-K**	-15.88	-11.26	7.86	5.58

Tableau III .13 : calcul des efforts tranchant des poutrelles à trois travées.

		Effort tranchant (k N) ELU		Effort tranchant (k N) ELS	
Appuis	**Travée**	T_e	T_W	T_e	T_W
1	**A-B**	-13.21	20.24	-9.73	14.35
2	**B-C**	-17.64	15.81	-12.51	11.22
3	**C-D**	-14.45	16.91	-11.70	12.03
4	**D-E**	-16.77	16.68	-11.90	11.89
5	**E-F**	-16.76	16.69	-11.89	11.84
6	**F-G**	-16.52	16.93	-11.72	12.01
7	**G-H**	-17.53	15.92	-12.41	11.29
8	**H-I**	-12.98	15.92	-9.21	9.97
9	**I-J**	-17.46	20.57	-12.38	14.59
10	**J-K**	-21.77	13.52	-15.24	9.59

d) ***Moment fléchissant :***

E.L.U :



E.L.S:

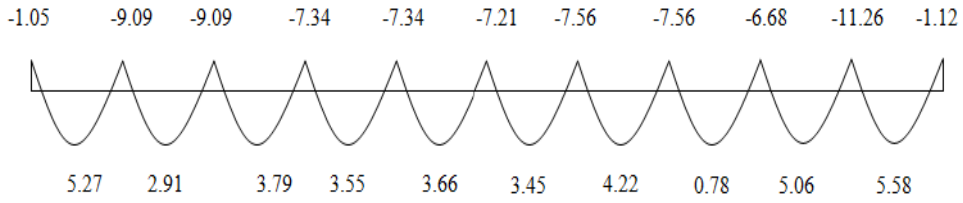
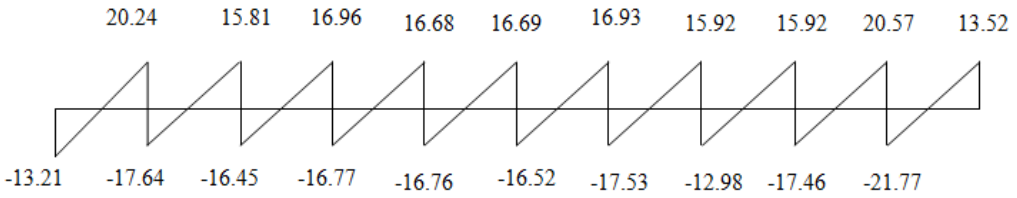


Figure III.13 : Diagramme de moment fléchissant.

e) ***Effort tranchant :***

E.L.U :



E.L.S:

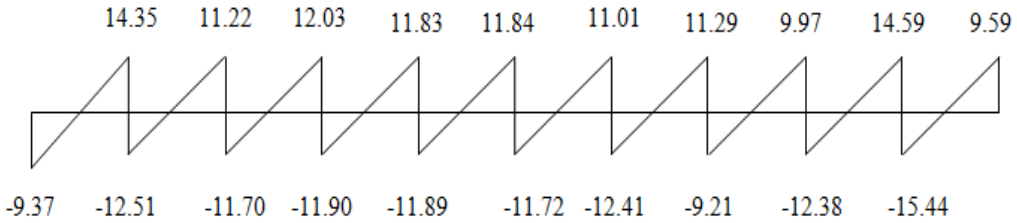


Figure III. 14: Diagramme de l'effort tranchant.

2. Terrasse :

Tableau* III *.14: calcul les moments des poutrelles à dix travées.

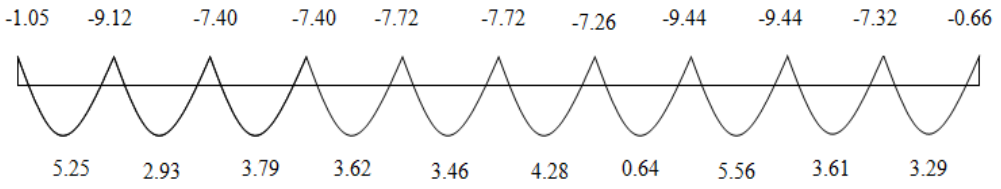
		Moment sur appuis (KN. m)		*Moment en travée (KN .m)*	
Appuis	***Travée***	***ELU***	***ELS***	***ELU***	***ELS***
1	**A-B**	-9.12	-6.66	5.29	3.86
2	**B-C**	-9.12	-6.66	2.93	2.14
3	**C-D**	-7.40	-6.40	3.79	2.76
4	**D-E**	-7.40	-5.40	3.62	2.64
5	**E-F**	-7.72	-5.63	3.46	2.52
6	**F-G**	-7.72	-5.63	4.28	3.12
7	**G-H**	-7.26	-5.30	0.64	0.47
8	**H-I**	-9.44	-5.89	5.56	4.05
9	**I-J**	-9.44	-5.89	3.61	2.63
10	**J-K**	-7.32	-5.34	3.29	2.40

Tableau III .15: calcul des efforts tranchant des poutrelles à trois travées.

		Effort tranchant (k N) ELU		*Effort tranchant (k N) ELS*	
Appuis	***Travée***	T_e	T_W	T_e	T_W
1	**A-B**	-9.40	14.40	-6.86	10.51
2	**B-C**	-12.55	11.25	-9.16	8.21
3	**C-D**	-11.73	12.07	-8.56	8.80
4	**D-E**	-11.93	11.87	-8.71	8.66
5	**E-F**	-11.93	11.87	-8.70	8.66
6	**F-G**	-11.75	12.05	-8.58	8.79
7	**G-H**	-12.48	11.33	-9.10	8.26
8	**H-I**	-9.23	10	-6.74	7.30
9	**I-J**	-12.42	14.64	-9.06	10.86
10	**J-K**	-15.49	9.62	-11.30	7.02

f) Moment fléchissant :

E.L.U :



E.L.S:

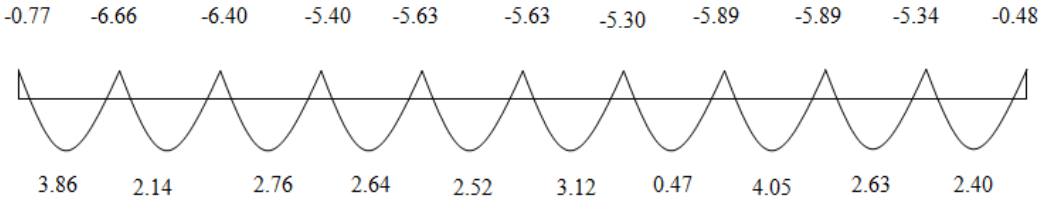
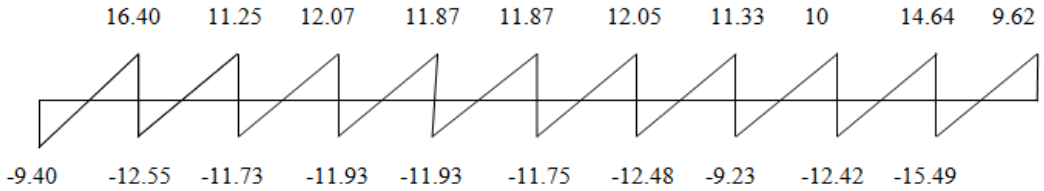


Figure III.15 : Diagramme de moment fléchissant.

g) Effort tranchant :

E.L.U :



E.L.S:

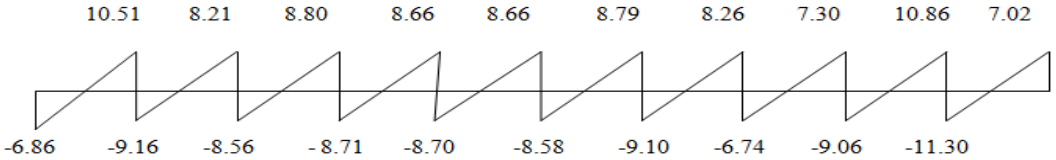


Figure III.16 : Diagramme de l'effort tranchant.

3. Plancher étage :(dalle pleine) :

Tableau III.16 : calcul les moments des poutrelles à dix travées.

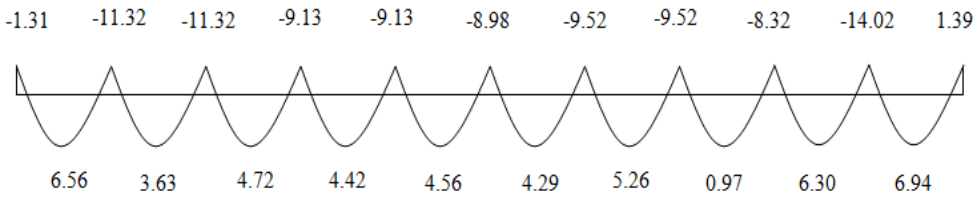
		Moment sur appuis (KN. m)		*Moment en travée (kN .m)*	
Appuis	***Travée***	***ELU***	***ELS***	***ELU***	***ELS***
1	**A-B**	-11.32	-8.03	6.56	4.66
2	**B-C**	-11.32	-8.03	3.63	2.57
3	**C-D**	-9.13	-6.48	4.72	3.35
4	**D-E**	-9.13	-6.48	4.42	3.13
5	**E-F**	-8.98	-6.37	4.56	3.23
6	**F-G**	-9.52	-6.75	4.29	3.04
7	**G-H**	-9.52	-6.75	5.26	3.73
8	**H-I**	-8.32	-5.90	0.97	0.69
9	**I-J**	-14.02	-9.95	6.30	4.47
10	**J-K**	-14.02	-9.95	6.94	4.92

Tableau III .17: calcul des efforts tranchant des poutrelles à trois travées.

		Effort tranchant (k N) ELU		*Effort tranchant (k N) ELS*	
Appuis	***Travée***	T_e	T_W	T_e	T_W
1	**A-B**	-11.66	17.86	-8.27	1.67
2	**B-C**	-15.57	13.96	-11.05	9.90
3	**C-D**	-14.56	14.97	-10.33	10.62
4	**D-E**	-14.81	14.72	-10.50	10.44
5	**E-F**	-14.80	14.73	-10.50	10.45
6	**F-G**	-14.58	14.95	-10.35	10.60
7	**G-H**	-15.48	14.05	-10.98	9.97
8	**H-I**	-11.46	12.41	-8.13	8.80
9	**I-J**	-15.41	18.16	-10.93	12.88
10	**J-K**	-19.21	11.93	-13.63	8.47

h) Moment fléchissant

E.L.U :



E.L.S:

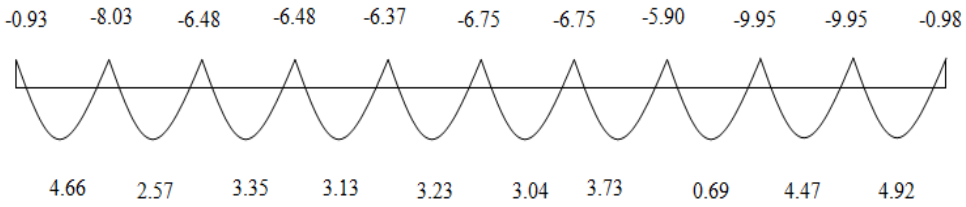
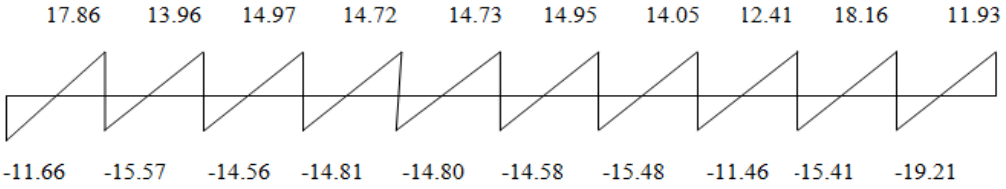


Figure III.17 : Diagramme de moment fléchissant.

a) Effort tranchant :

E.L.U :



E.L.S:

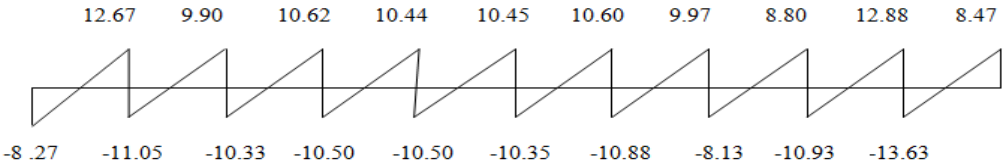


Figure III.18 : Diagramme de l'effort tranchant.

Tableau III.18 : Récapitulatif du calcul. M ^{max}

		Moment sur appuis (KN m)		Moment en travée (KN m)		Effort tranchant (k N)			
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU		ELS	
						T_w	T_e	T_e	T_w
BLOC « A »	Type1	6.73	4.87	4.33	3.14	-12.72	12.87	-9.32	9.32
	Type2	13.57	9.84	6.58	4.78	-16.35	17.18	-11.85	12.45
BLOC « B »		15.88	11.26	7.86	5.58	-21.77	20.57	-15.24	14.35

III.2.2.7. Calcul du ferraillage :

III.2.2.7.1 Ferraillage en travée

h= 20cm ; h_0=4cm ; b=65cm ; b_0=12cm ; d=0,9h=18cm ; σ_{bc}=14,16MPa ; fe=400MPa ; f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa.

Le calcul des sections en forme de « *Té* » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.16\left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) = 53.33kN.m$$

⇒ **BLOC « A »:** $M_{tu}=4.33KN.m<M_{tab}=53.33\ KN.m.$

⇒ **BLOC « B »:** $M_{tu}=7.86KN.m<M_{tab}=53.33\ KN.m$

On a : $M_{tu}<M_{tab}$
Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Tableau III.19 : Récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.

	M_{tu} (KN.m)	μ	$\mu<\mu_R$	A_s' (cm^2)	β	σ_s (MP)	A_s (cm^2)
BLOC « A»	4.33	0.0145	Oui	0	0,093	348	0.696
BLOC « B »	7.68	0.023	Oui	0	0.098	348	1.27

✓ **Condition de non fragilité :**

- ***BLOC « A » :***

$$A_s^{min} \geq 0{,}23 b_0 d \frac{f_{t28}}{fe} = 1{,}41 cm^2$$

$A_s^{min}=MAX\{0.69\ cm^2\ ;\ 1.41\ cm^2\}$

Choix : $(A_s=1{,}50cm^2)=3T8$

- ***BLOC « B » :***

$$A_s^{min} \geq 0{,}23 b_0 d \frac{f_{t28}}{fe} = 1{,}41 cm^2$$

$A_s^{min}=MAX\{1.27\ cm^2\ ;\ 1.41\ cm^2\}$

Choix : $(A_s=1{,}50cm^2)=3T8.$

*III.2.2. 7.2.*Ferraillage sur appuis

On a: $M_{au}^{max}=6.73kNm<M_{tab}=53.33kNm$

⇒L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (b_0xh) en flexion simple.

Tableau III.20 : Récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis

	M_{au} (KN .m)	μ	$\mu<\mu_R$	A_s' (cm^2)	β	σ_s (MP)	A_s (cm^2)
BLOC « A»	6.73	0.022	Oui	0	0,0989	348	1.08
BLOC « B »	15.88	0.069	Oui	0	0.0965	348	2.62

- ***BLOC « A » :***

$$A_s^{min} \geq 0{,}23 b_0 d \frac{f_{t28}}{fe} = 1{,}41 cm^2$$

$A_s^{min} = MAX\{1.08\ cm^2\ ;\ 1.41\ cm^2\}$

Choix : $(A_s = 1{,}57 cm^2) = 2T12$

- ***BLOC « B» :***

$$A_s^{min} \geq 0{,}23 b_0 d \frac{f_{t28}}{fe} = 1{,}41 cm^2$$

$A_s^{min} = MAX\{1.08\ cm^2\ ;\ 2.62\ cm^2\}$

Choix : $(A_s = 3.39 cm^2) = 2T12$

Tableau III.21 : Récapitulatif du chois des sections.

	A_s	
	BLOC A	**BLOC B**
Ferraillage sur travée	3T8	3T8
Ferraillage sur appuis	2T12	2T12

III.2.2.8. Vérifications :

1- Effort tranchant :

- ***BLOC « A » :***

$T_u^{max}=12.87kN$.

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

Tel que :

$$\bar{\tau}_u = Min\left\{0,2\frac{f_{cj}}{\gamma_b};5MPa\right\} = 3,33MPa.....Fissuration\ peu\ nuisible$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 d} = 0,0.59MPa \prec \bar{\tau}_u .....Vérifiée$$

- ***BLOC « B » :***

$T_u^{max}=21.77kN$

$$\tau_u = \frac{T_U^{max}}{b_0 \times d} = 1.007MPa \prec \bar{\tau}_u .....Vérifiée$$

2-Vérification de la compression du béton

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 b_0 d} \leq 0,4\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

- ***BLOC « A » :***

Avec : $T_u=12.87kN$

$$\sigma_b = \frac{12.87.10^3}{0,9x120x180} = 0,662MPa \prec 0,4\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67MPa.....Vérifiée$$

- ***BLOC « B » :***

Avec : $T_u=21.77kN$

$$\sigma_b = \frac{21.77.10^3}{0,9x120x180} = 1.12MPa \prec 0,4\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67MPa.....Vérifiée$$

3-Vérification des armatures longitudinales :

BLOC « A» : $A_s = 1.50cm^2 \geq \frac{T_u}{\frac{fe}{\gamma_s}} = 0,48cm^2 .....Vérifiée$

BLOC « B » : $A_s = 1.50cm^2 \geq \frac{T_u}{\frac{fe}{\gamma_s}} = 0,082cm^2 .....Vérifiée$

III.2.2 .9. Vérification à l'E.L.S :

1) Vérification des contraintes du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\, f_{c28} = 15MPa$

2) *Détermination de l'axe neutre :*

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

Avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$; *b=65cm (travée) ; b_0=12cm (appuis) ; c=c'=2cm*

y : Est solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

Tableau III.22 : Récapitulatif pour la vérification à l'ELS.

		M_{ser} (KN.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	Vérification	σ_{bc} (MPa)
BLOC « A »	**Travée**	3.14	1.50	12.40	$4.20*10^4$	$9.27*10^{-4}$	Vérifiée	15
	Appuis	4.87	1,57	12.98	$4.79*10^4$	$1.31*10^{-3}$	Vérifiée	15
BLOC « B »	**Travée**	5.58	1.50	12.40	$4.20*10^4$	0.165	Vérifiée	15
	Appuis	11.26	3.39	28.10	$4.80*\mathbf{10^4}$	0.0659	Vérifiée	15

- Position de l'axe neutre " y_1 " [1] :

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0\left(\frac{h - h_0}{2} + h_0\right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène " I_0 " [1] :

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3}(h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3}(y_1 - h_0)^3 + 15A_s(d - y_1)^2$$

- *Calcul des moments d'inerties fictifs [3] :*

$$I_{fi} = \frac{1{,}1 I_0}{1+\lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1+\lambda_v \mu}$$

Avec :

$\lambda_i = \dfrac{0{,}05 f_{t28}}{\delta\left(2+3\dfrac{b_0}{b}\right)}$ ..... Pour la déformation instantanée.

$\lambda_v = \dfrac{0{,}02 f_{t28}}{\delta\left(2+3\dfrac{b_0}{b}\right)}$ ..... Pour la déformation différée.

$\delta = \dfrac{A_s}{b_0 d}$: Pourcentage des armatures.

$\mu = 1 - \dfrac{1{,}75 f_{c28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$\sigma_s = \dfrac{M_{ser}}{A_s d}$

Tableau III.23: Récapitulatif du calcul de la flèche.

	M_{ser} KN.m	A_s (cm^2)	Y_1 (cm	δ	σ_s (M Pa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)
BLOC A	3.14	1.50	6.80	0,006	116.29	6.85	2.74	0,88	$4.38*10^4$	25485.32	23168.47
BLOC B	5.58	1.50	6.80	0.006	206.66	6.85	2.74	0.88	$4.38*10^4$	6855.44	12840.06

- *Calcul des modules de déformation :*

$E_i = 11000\left(f_{c28}\right)^{\frac{1}{3}} = 32164{,}20 MPa$

$E_v = \dfrac{E_i}{3} = 10721{,}40 MPa$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées et différées:

- ***BLOC « A» :***

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0.123m \qquad (L = 3.22m)$$

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 0.407cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0{,}284cm \prec \bar{f} = \frac{L}{500} = 0{,}644cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée$$

- ***BLOC « B» :***

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0.0044m \qquad (L = 4.15m)$$

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 0.0069cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0{,}0025cm \prec \bar{f} = \frac{L}{500} = 0{,}83cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée$$

3) Calcul des armatures transversales et l'espacement :

3) .1 : Vérification au cisaillement :

Fissuration peu nuisible

- ***BLOC « A» :***

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = Min\{0{,}1 f_{c28}; 5MPa\} = 2.5MPa$$

$$\tau_u = \frac{12.45.10^3}{120.180} = 0{,}576MPa < \bar{\tau}_u \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée$$

- ***BLOC « B »:***

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = Min\{0{,}1 f_{c28}; 5MPa\} = 2.5MPa$$

$$\tau_u = \frac{22.27.10^3}{120.180} = 1.05MPa < \bar{\tau}_u \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée$$

Calcule des armatures transversales

$$\phi_t \le Min\left(\frac{h}{35};\phi_{min};\frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t \le Min\left(\frac{20}{35};1cm;\frac{12}{10}\right)$$

On adopte : $Ø_t=6mm$

Donc: $A_t=2Ø6=0.57cm^2$

3) Calcul d'espacement des cadres:

D'après le RPA 99 version 2003

✓ **Zone nodale :**

$S_t \le mi\ (\frac{h}{4}\ ,\ 12\ Ø_{min},\ 30cm)$ $\qquad S_t=5cm$

✓ **Zone courant :**

$S_t \le \frac{h}{2} = \frac{20}{2}$ $\qquad S_t=10cm$

4) Condition non fragilités:

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \ge Max(\frac{\tau_u}{2},0.4Map) \Rightarrow 1.9 \ge 0.25 \text{ MPa } \textbf{(C.V)}$$

5) Vérification au glissement

En appuis:

- ***BLOC « A» :***

$$V_u - \frac{M_u}{0.9.d} \le 0$$

Ave c: V_U=12.87KN -28.67<0……(C.V)

M_U=6.73KN

- ***BLOC « B» :***

$$V_u - \frac{M_u}{0.9.d} \leq 0$$

Ave c: V_U=22.77KN -75.25 <0…….(C.V)

M_U=15.88KN

Donc il n'est pas nécessaire de procédé a la vérification des armatures aux niveaux d'appuie.

III.2.2.10. Ferraillage des poutrelles :

- ***BLOC « A» et BLOC« B» :***

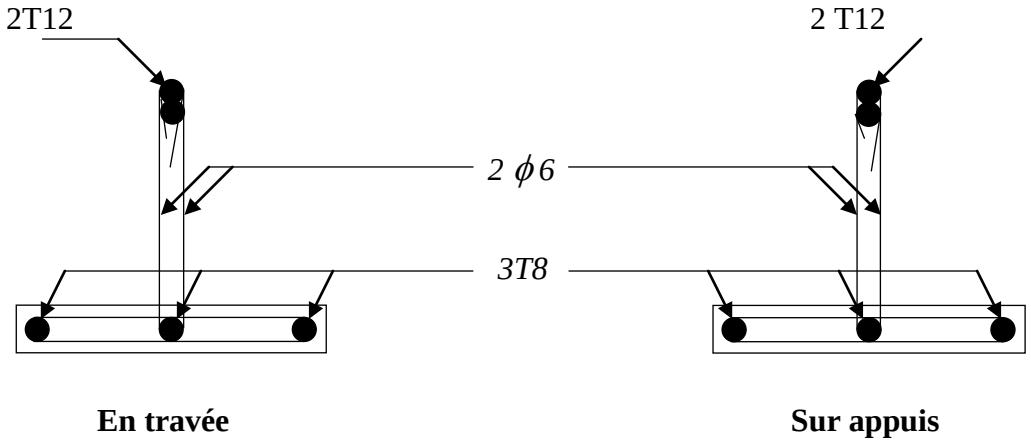


Figure III.19 : Ferraillage des poutrelles

*III.2.2.11.*Ferraillage de la table de compression :

Le ferraillage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si :} \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80cm \Rightarrow A_1 = \dfrac{4L_1}{fe} & (L_1 en\ cm) \\ L_1 \leq 50cm \Rightarrow A_2 = \dfrac{200}{fe} \end{cases}$$

Avec :

L_1 : Distance entre axes des poutrelles *(L_1=65cm).*

A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles *(AP)*

A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles *(AR).*

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

F_e=520MPa (quadrillage de $TS.TIE520 \rightarrow \emptyset \leq 6mm$)
On a : $L=65cm$
Donc on obtient : $A_1=0,5cm^2/ml$
On prend : $6T5=1,18cm^2$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20cm$$

- ***Armatures de répartitions :***

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,49cm^2$$

Soit : 6T5$=1,18cm^2 \rightarrow S_t=20cm$

❖ ***Conclusion :***

Pour le ferraillage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

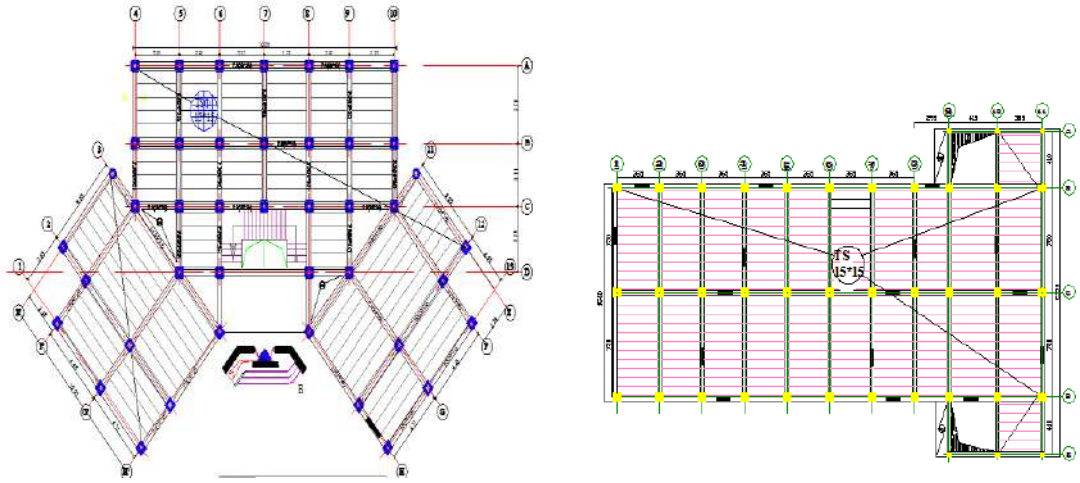


Figure III.20 : un type de plancher à corps creux pour les deux blocs.

III .2.3.Dalles plaines

III .*2.3.1.* Définition:

Les dalles pleines sont des éléments minces et planes dont la largeur est supérieure à l'épaisseur, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité.

- ✓ **dalle pleine triangulaire, sur 3 appuis de (4.52x2.26)cm^2 .**

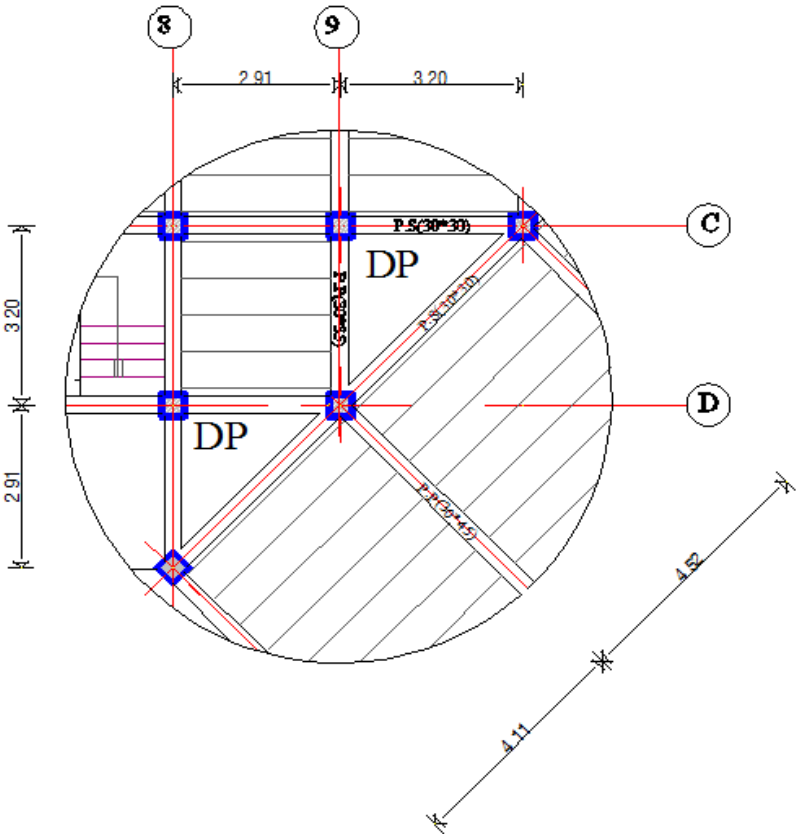


Figure III .21 : schéma statique de sollicitation et des travaux externes.

III.*2.3.2.*Principe de calcul:

Le calcul se base sur le principe du travail virtuel qui égalise le travail externe au travail interne.

a) Travail externe :

Il est fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle, te de la flèche maximale.

P : Charge totale T_{ext} = P. f (cas d'une charge concentrée).

$T_{ext}= \iint q \cdot y \cdot ds = q \cdot S \cdot f$ (cas d'une charge répartie).

Avec :

S : Surface de répartition de la charge ***f*** : flèche du centre de gravité de S.

$T_{ext}{}^{1} = q.S_1.F_{cdg}{}^{1}$= q .2,26 y.$\frac{f}{3}$ =0,75 q f y.

$2T_{ext}{}^{2}$=q.$S_2.F_{cdg}{}^{2}$ = 2(q . 5,10 .$\frac{f}{3}$)= 3,4 qf.

T_{ext} =0,75 q f y + 3,4 q f = q f (0,75y +3,4)

Tableau III.25: Travail externe.

Elément	Aire de charge	Déplacement de CG	Travail externe pour la charge q_u
1	2.26y	F/3	0.75*q* F*g
2	5.10	F/3	3.4*q*f
			$\sum T_{ext}$=0.75 *q*f*y+3.4*q*f

b) Travail interne :

Il est fonction du moment interne, de la largeur de la ligne de rupture et de l'angle de rotation de la région rigide de rupture.

T_{int}= M. L .θ.

Avec :

M : Moment de flexion.

L : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation

θ : Angle de rotation.

$T_{int}{}^{1}=M_y L_x \theta_y$ et $T_{int}{}^{2}=M_x.L_y\theta_x$

$\theta_x = \frac{F}{L_x/_2}$ Et $\theta_y = \frac{F}{y}$

$T_{int}{}^{1}$ =M*4, 52*$\frac{2F}{4;52}$ +0,5M*4, 52.$\frac{2F}{4,52}$ = 2M F + M F = 3 MF

$2T_{int}{}^{2}$ =2 (M. 2, 26.$\frac{F}{y}$ + 0,5 M. 2,26.$\frac{F}{y}$) = 4, 52 M$\frac{F}{y}$ + 2, 26 M$\frac{F}{y}$ = 6,78 $M\frac{F}{y}$

$T_{int} = 3MF + 6.78M\frac{F}{y}$

Tableau III.26: Travail interne.

Eléments		moment de rupture (M)	longueur de ligne de rupture (L)	Rotation (θ)	travail interne =M.L.θ
1	+	M	4.52	$2F/L_X$=2F/2.26	2MF
	-	0.5M	4.52	2F/2.26	MF
2	+	M	2.26	2F/y	4.52MF/y
	-	0.5M	2.26	F	2.26MF/y
					$\sum T_{int}$= 3MF+6.78MF/y

III .2.3.3. Principe du travail virtuel :

Travail externe = Travail interne**: (Σ Text= Σ Tint)**

Q×F× (0,75y+3,4)=3M×F+6,78M$\frac{F}{y}$

$\Rightarrow$q = $\frac{(3+\frac{6,78}{y})}{(0,75y+3,4)}$. M $\Rightarrow$ M = $\frac{0,75+3,4}{3+\frac{6,78}{y}}$. q

q'_y = 0

Pour la fonction q(y), M est constant, et on pose aussi q(y) = $\frac{u(y)}{v(y)}$

Donc : u'.v-v'.u=0

Avec : u' =$\frac{-6,78}{y^2}$ et v' =0,75

$\frac{-6,78}{y^2}(0,75y + 3,4) - 0,75\left(3 + \frac{6,78}{y}\right) = 0$

$-5,08y^2 - 23,05y - 5,08 = 0$

Y =4,30 cm et q= $\frac{(3+\frac{6,78}{4,30})}{(0,75*4,30+3,4)}$. $M = 0,69\ M = M_U \Rightarrow M_U = \frac{q_u}{0.69}$

Donc : $M_U = \frac{q_u}{0.69}$

Tableau III.27: les actions sur la dalle.

	G (KN .m)	Q (KN .m)	P_u (KN .m)	P_{ser}
Terrasse	6.32	1	10.03	7.32
étage	6	1.50	9.6	7.5
S .sol	6	2.50	10.6	8.50

III.2.3. 4.Calcul du ferraillage :

-Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m. la fissuration est préjudiciable

Tableau III.28: les données de ferraillage.

béton	**fc28 = 25 MPa**	**γ b = 1.5**	**σbc = 14.16 MPa**	**e=2.5cm**
	ft28 = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 20cm	
acier	FeE400	fe=400Mpa	γs = 1.15	σs = 348 MPa

On a :

$\boldsymbol{\rho} = \frac{lx}{ly} = \frac{2.26}{4.52}$ =0.5 > 0.4 donc la dalle travaille suivant les deux directions.

Øp ≤ h/10 =20/10 =2 cm

On adopte alors Ø x= Ø y=14 mm.

d x =h-e-Ø/2

d y =d x-((Ø x+ Ø y)/2)

Hauteurs utiles : $\begin{cases} d_x = 16.8\,mm \\ d_y = 15.4mm \end{cases}$

q_u= 1.35G+1.5Q=10.03 $M_U = \frac{q_u \times l_y{}^2}{8}$ = 25.61 (KN .m)

M_t=M_U=25.61 (KN .m).

M_{app}=0.5M_U= 12.80 (KN .m).

Tableau III.29: Calcul des sections d'acier de la dalle.

		M_u (KN .m)	β	A (cm²)	A choisi	A final (cm²)
terrasse	En travée	25.61	0.064	4.52	6HA10	4.71
	En appuis	12.80	0.032	2.22	6HA8	3.01
Etage	En travée	24.51	0.061	4.33	6HA10	4.71
	En appuis	12.25	0.030	2.12	6HA8	3.01
S .sol	En travée	27.07	0.067	4 .79	6HA10	4.71
	En appuis	13.54	0.034	2.35	6HA8	3.01

III.2.3.5.Vérification de l'ELS :

La fissuration est peu nuisible.

$M_{ser} = \frac{q_{ser}}{0.69}$

Tableau III.30: vérification a ELS.

	Terrasse		Etage		S .sol	
	M_t	M_a	M_t	M_a	M_t	M_a
$\overline{\sigma_b}$(Mpa)	$0.6F_{C28}$=0.6×25=15(Mpa)					
M_{ser} (kN .m)	7.32	3.66	7.5	3.75	8.5	4.25
y_1 (cm)	4.21	3.47	4.21	3.74	4.21	3.47
I_G (cm^4)	13064.06	9067.20	13064.06	9067.20	13064.06	9067.20
K (N/cm^3)	56.03	40.36	57.41	41.36	65.06	46.87
σ_b (Mpa)	2.36	1.40	2.41	1.44	2.74	1.63
$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15$	Oui	Oui	Oui	oui	Oui	oui

1) Vérification de l'espacement

Tableau III.31: vérification de l'espacement.

	Les armatures longitudinal	Les armatures de reparation
En travée	S_T=20cm ≤ min {3h=51 ; 33cm}= 33cm	S_T=15cm ≤ min {3h=51 ; 33cm}= 33cm
En appuis	S_T= 30cm ≤ min {4h=68 ; 45cm}= 45cm	S_T=30cm ≤ min {4h=68 ; 45cm}= 45cm

2) Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_{0\times d}} = \frac{24.47\times10^3}{1000\times150} = 0.163(\text{Mpa})$$

On considère la fissuration comme peu nuisible

$$\overline{\tau_u} = \min\left[\frac{0.2F_{C28}}{\gamma_b} = 3.33\text{Mpa}; 5\text{Mpa}\right] = 3.33\text{Mpa}$$

τ_U=0.163 Mpa ≤ 3.33 Mpa……(c .V)

III.2.3.6 : Vérification de l'ELS :

La fissuration est peu nuisible, donc ne doit vérifier que **σ b ≤ $\overline{\sigma_b}$.**

σ b=0.6F_{C28}=0.6×25=15(**Mpa**)

Tableau III.32: vérification a ELS.

	En travée	En appuis
A (cm^2)	3.39	2.35
M_{ser} (kN .m)	11.90	7
y_1 (cm)	$50y^2+15Ay-15Ad=0 \Longrightarrow y= 3.43$	2.92
I_G (cm^4)	$I=\frac{b}{3}y^3+15A\,(d-y)^2 \Longrightarrow I=8824.71$	6388.76
σb (Mpa)	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}y=\frac{11.90}{8824.71}\times 3.43 = 4.62$	3.25
$\overline{\sigma_b}$(Mpa)	**15**	
σ b ≤ $\overline{\sigma_b}$	**C.V**	**C.V**

1) Condition de l'espacement

Avec un espacement de 20cm, on vérifie ces deux conditions

- Espacement suivent xx' $\leq min\{3h; 33cm\} = min\{60cm; 33cm\} = 33cm$
- Espacement suivent yy' $\leq min\{4h; 45cm\} = min\{80cm; 45cm\} = 45cm$

2) Vérification au cisaillement :

Tableau III.33: vérification au cisaillement.

	Suivant X	Suivant Y
V (KN)	$\frac{p * l_x * l_y}{2 * l_y + l_x} = \frac{10.03 * 2.26 * 4.5}{2 * 2.5 + 2.26} = 9.06$	$\frac{p * l_x * l_y}{3 * l_y} = \frac{9.06 * 2.26 * 4.52}{3 * 4.52} = 6.83$
$\tau_{u=\frac{V_U}{b_0 d}}$ (MPa)	$\frac{9.06 * 10^3}{1000 * 168} = 0.054$	$\frac{6.38 * 10^3}{1000 * 168} = 0.041$
$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\frac{0.07 * f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0.07 * 25}{1.5} = 1.16$	$\mathbf{\frac{0.07 * f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0.07 * 25}{1.5} = 1.16}$
$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	Oui	Oui

Donc pour notre cas le béton seul doit équilibrer l'effort tranchant et par mesure d'économie, on ne prévoir pas d'armatures transversales.

3) Vérifications préliminaires de la flèche :

Tel que : $M_x = \frac{p_u l_X^2}{8}$

Tableau III.34: vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles.

1ere condition			2eme condition		
h/L$_X$	**Mt/(20 M$_X$)**	**h/L$_x$≥M$_t$/ (20 M$_X$)**	**ρ= A$_t$/b$_d$**	**2/Fe**	**ρ≤ 2/Fe**
0.44	0.05	oui	2.81×10^4	0.005	oui

Conclusion :

Donc l'état d'ouverture des fissures est vérifié pour le cas de la dalle pleine.

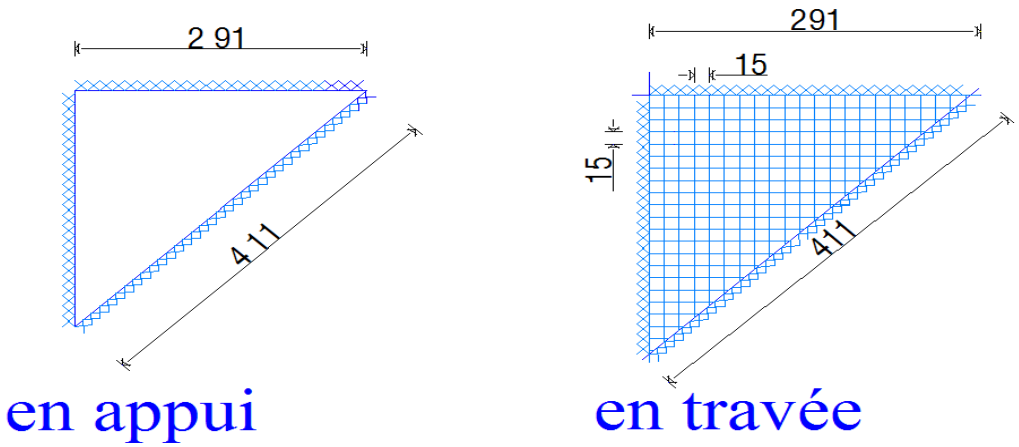


Figure III .22 : ferraillage de la dalle plein à une seule nappe d'acier.

III.3.Escalier :

III .3.1. Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

Notre projet comporte un seul type d'escalier.

III.3.2. Définition des éléments d'un escalier :

On appelle « marche » la partie horizontale *(M)* des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale *(C.M)* de ces gradins.

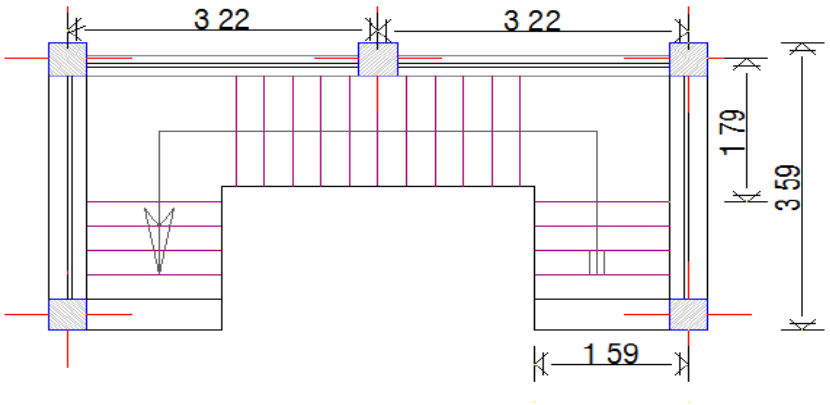


Figure III .23 : schéma statique de l'escalier.

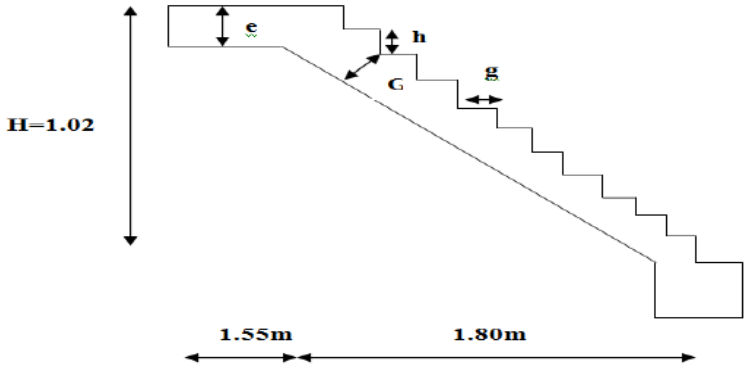


Figure III .24: dimensionnements de l'escalier.

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L **:** Longueur horizontale de la paillasse.

H **:** Hauteur verticale de la paillasse.

- **Bloc A :**

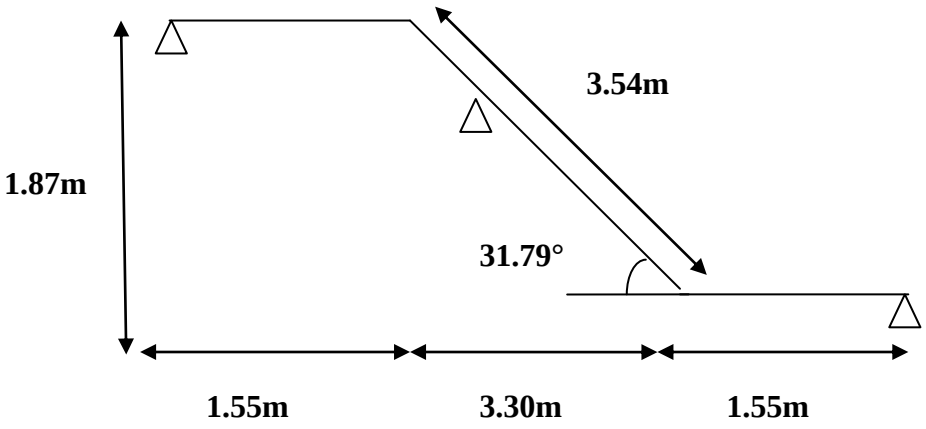
- **1ere choit :**

Nombre des Marche **: 10.**

Nombre de contre marche **: 11.**

H =11x0.17 = 1.87 m.

L =10x0.30 =3.00 m.



a)Vérification de BLONDEL:

59 cm≤ $g + 2h \leq 66\ cm.$

59 cm≤ 30+34=64≤ 64 cm

$l_0 = \sqrt{H^2 + L^2}$ =$\sqrt{(1.87)^2 + (3.00)^2}$=3.54 m.

L_{tot} =1.55 + 3.00 +1.55 =6.64 m

tg $\alpha = \frac{H}{L} = \frac{187}{300}$ =0.62 $\Rightarrow$ α = 31.79°

Dans le cas d'une dalle reposant sur deux coté on a :

$\frac{L_{tot}}{35} \leq e_p \leq \frac{L_{tot}}{30}$ $\Rightarrow \frac{664}{35} \leq e_p \leq \frac{664}{30}$ $\Rightarrow$18.97 cm ≤ e_p ≤ 22.14 cm

e_p= 20 cm

Tableau III.35: charge permanent de palier.

N°	composantes	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
01	**carrelage**	0.02	22	0.44
02	**Lit de sable**	0.03	18	0.54
03	**Lit de pose**	0.02	20	0.40
04	**Poids propre de palier**	0.20	25	5.00
05	**Enduit en ciment**	0.02	18	0.36
			Total :	**G=6.74**

Tableau III.36: charge permanent de paillasse.

N°	composantes	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
01	**Carrelage**	0.02	22	0.44
02	**Lit de sable**	0.03	18	0.54
03	**Lit de pose**	0.02	20	0.40
04	**Poids propre de paillasse**	$0.20/\cos\alpha$	25	5.88
05	**Poids des marches**	0.17/2	25	2.12
06	**Enduit en ciment**	0.02	18	0.36
			Total	**G= 9.74**

- **Charges d'exploitation :**

Q =2.5 KN/m^2 selon DTR (charge et surcharge art 7.2.1) page 20.

- **Détermination de l'effort :**

ELU : p_u =1.35G+1.5Q.

ELS: p_{ser} =G+Q.

Tableau III.37: charge d'exploitation.

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	p_u(KN/m^2)	p_{ser}(KN/m^2)
Palier	6.74	2.5	12.85	9.25
paillasse	9.74	2.5	16.90	12.24

- **Diagramme de moment fléchissant et efforts tranchant**

ELU:

M_{max} =9.56 (KN/m^2).

- **Aux appuis : M_A =0.5 M_{max}**=0.5x9.56 =4.78 (KN/$\boldsymbol{m^2}$)
- **Aux travées : M_T =0.85 M_{max}** =0.85x9.56=8.13 (KN/$\boldsymbol{m^2}$)

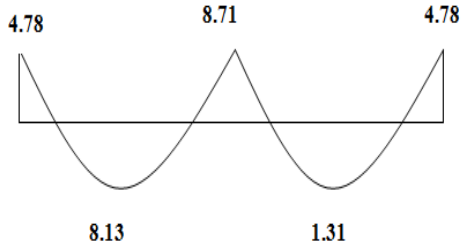


Figure III.25 : Diagramme de moment fléchissant.

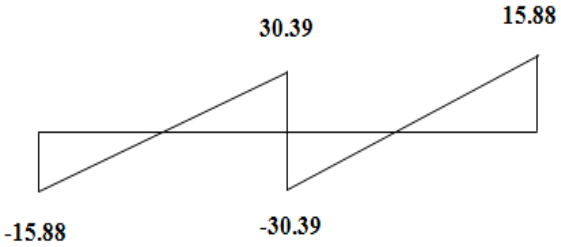


Figure III.26 : Diagramme de l'effort Tranchant.

ELS:

M_{max} = 6.95 (KN/m^2).

- **Aux appuis : M_A =0.5 M_{max}** =0.5x6.95 =3.47 (KN/$\boldsymbol{m^2}$).
- **Aux travées : M_T =0.85 M_{max}** =0.85x6.95 =5.91 (KN/$\boldsymbol{m^2}$).

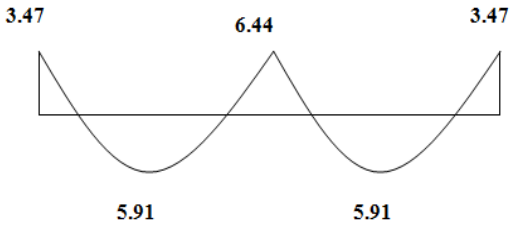


Figure III.27 : Diagramme de moment Fléchissant.

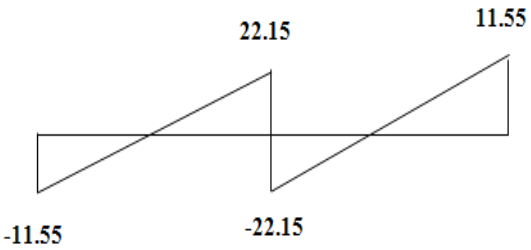


Figure III.28: Diagramme de l'effort tranchant.

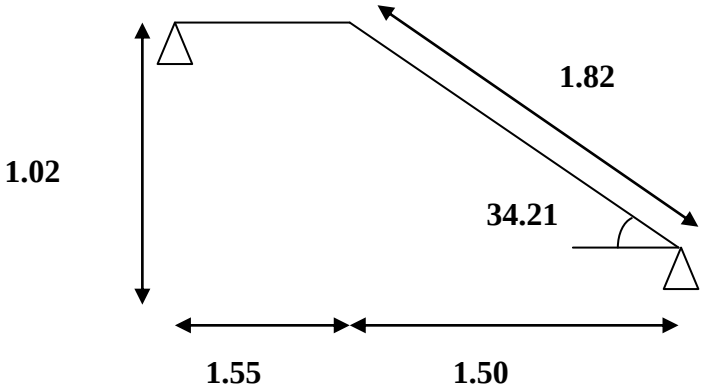
➢ **2eme choix :**

Nombre des Marche : 5

Nombre de contre marche : 6.

H =6x0.17 = 1.02 m.

L =5x0.30 =1.5 m.



Vérification de BLONDEL:

59 cm≤ $g + 2h \leq 66\ cm$.

59 cm≤ 30+34=64≤ 64 cm

$l_0 = \sqrt{H^2 + L^2}$ =$\sqrt{(1.02)^2 + (1.5)^2}$=1.82 m.

L_{tot} =1.82+1.55 =3.37 m.

tgα = $\frac{H}{L}$ =$\frac{102}{150}$ =0.68 $\Rightarrow$ $\alpha = 34.21°$

Dans le cas d'une dalle reposant sur deux coté on a :

$\frac{L_{tot}}{35} \leq e_p \leq \frac{L_{tot}}{30}$ $\Rightarrow \frac{337}{35} \leq e_p \leq \frac{337}{30}$ $\Rightarrow$9.62 cm ≤ e_p ≤ 11.23 cm

e_p= 15 cm

Tableau III.38: charge permanent de palier.

N°	composantes	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
01	**Carrelage**	0.02	22	0.44
02	**Lit de sable**	0.03	18	0.54
03	**Lit de pose**	0.02	20	0.40
04	**Poids propre de palier**	0.15	25	3.75
05	**Enduit en ciment**	0.02	18	0.36
			Total :	**G=5.49**

Tableau III.39 : charge permanent de paillasse.

N°	composantes	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
01	Carrelage	0.02	22	0.44
02	Lit de sable	0.03	18	0.54
03	Lit de pose	0.02	20	0.40
04	Poids propre de paillasse	0.15/cosα	25	4.53
05	Poids des marches	0.17/2	25	2.12
06	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			Total	**G= 8.39**

- **Charge d'exploitation :**

Q = 2.5 KN/m^2 selon ***DTR*** (charge et surcharge art 7.2.1) page 20.

- **Détermination de l'effort :**

ELU :p_u =1.35G+1.5Q

ELS :p_{ser} =G+Q

Tableau III .40: Récapitulatif du calcul des charges et l'effort.

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	p_u(KN/m^2)	p_{ser}(KN/m^2)
Palier	5.49	2.5	11.16	7.99
paillasse	8.39	2.5	15.07	10.89

- **Diagramme de moment fléchissant et efforts tranchant :**

ELU:

M_{max} =15.60 (KN/m^2)

- **Aux appuis : M_A =0.5 M_{max}**=0.5x15.60 =7.8 (KN/m^2)
- **Aux travées : M_T =0.85 M_{max}** =0.85x15.60=13.26 (KN/m^2)

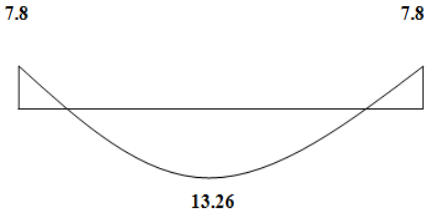


Figure III.29: Diagramme de moment fléchissant.

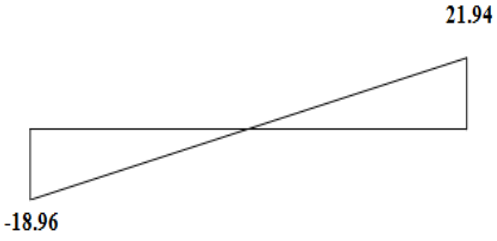


Figure III.30 : Diagramme de l'effort tranchant.

ELS:

M_{max} =11.33 (KN/m^2)

- **Aux appuis : M_A =0.5 M_{max}** =0.5x11.33 =5.66 (KN/$\boldsymbol{m^2}$)
- **Aux travées : M_T =0.85 M_{max}** =0.85x11.33=9.63 (KN/$\boldsymbol{m^2}$)

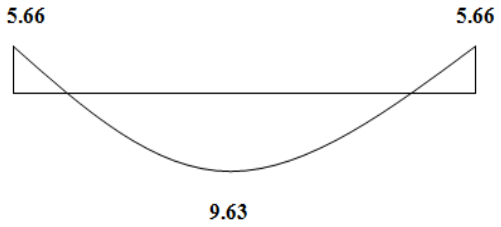


Figure III.31 : Diagramme de moment fléchissant.

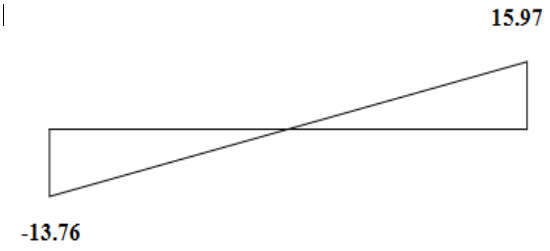


Figure III.32 : Diagramme de l'effort tranchant.

Alor : on prend le moment maximum entre les deux cas :

Tableau III .41: Récapitulatif du calcul. M (ELU)

M_{max} (K/m^2)	M_{appuis}(KN/m^2)	$M_{travée}$(KN/m^2)
15.60	7.8	13.26

Tableau III .42: Récapitulatif du calcul. M (ELS)

M_{max} (KN/m^2)	M_{appuis}(KN/m^2)	$M_{travée}$(KN/m^2)
11.33	5.66	9.63

III.3.3. Calcul les armatures :

Tableau III .43: Calcul les armatures.

Béton	$f_{c28} = 25\ Mpa$	$\gamma_b = 1.5$	σ_b=14.17	e=2 cm
	$f_{t28} = 2.1\ Mpa$	B=100 cm	H=17 cm	d=15 cm
Acier	FeE400	Fe=400 Mpa	$\gamma_s = 1.15$	$\sigma_s = 348\ Mpa$

III.3.4. Calcul des sections d'acier de l'escalier :

Tableau III .44: Calcul des sections d'acier de l'escalier.

	μ	β	$\mu < \mu_l = 0.392$	A (cm^2)	A'	A choisie (cm^2)
En travée	0.042	0.979	Oui	2.60	0	3HA12=3.39.
En appuis	0.024	0.988	Oui	1.51	0	2HA14=3.08

- **Condition de non fragilité :**

On vérifier que : A≥ $A_{min} = \frac{B}{1000}$.

En travée : A=3.39 (cm^2) ≥ $A_{min} = \frac{100x17}{1000}$= 1.70 ($cm^2$)……..…(c .v)

En appuis : A=3.08 (cm^2) ≥ $A_{min} = \frac{100x17}{1000}$= 1.70 ($cm^2$). …….. (c. v)

Les armatures de répartitions :

Tableau III .45 : Les armatures de répartitions.

	A (cm^2)	On adopte (cm^2)
En travée	$\frac{A}{4}=\frac{3.39}{4}$ =0.85	3HA8 =1.50 (cm^2)
En appuis	$\frac{A}{4}=\frac{3.08}{4}$ =0.77	2HA8 =1.00 (cm^2)

- **Vérification de l'espacement :**

Tableau III .46: Vérification de l'espacement

	Les armatures longitudinales	Les armatures de réparations
En travée	$S_t = 20cm \leq Min[3h = 51{,}33cm] = 33\ cm$	$S_t = 20cm \leq Min[4h = 68{,}45cm] = 45\ cm$
En appuis	$S_t = 20cm \leq Min[3h = 51{,}33cm] = 33\ cm$	$S_t = 20\ cm \leq Min[4h = 68{,}45cm] = 45\ cm$

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

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{21.94x10^3}{1000x150}$ =0.15 Mpa.

On considère la fissuration comme peu nuisible :

τ_u = Min [$\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.2x25}{1.5}$ =3.33 Mpa ,5 Mpa] =3.33 Mpa.

$\tau_u = 0.15\ Mpa \leq\ \tau_u = 3.33$ Mpa

III.3.5. Vérifications à l'ELS :

Tableau III .47: Vérifications à l'ELS

	En travée	En appuis
A (cm^2)	3.39	3.08
M_{ser}	9.63	5.66
Y (cm)	$50Y^2$+15AY-15Ad=0 $\Rightarrow$Y = 3.43 cm	$50Y^2$+15AY-15Ad=0 $\Rightarrow$Y = 3.29 cm
I (cm^4)	I=$\frac{b}{3}Y^3 + 15A(d-Y)^2 \Rightarrow$ I = 8152.15	I=$\frac{b}{3}Y^3 + 15A(d-Y)^2 \Rightarrow$ I = 7522.
$\sigma_b(Mpa)$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}$ Y=4.05 Mpa	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}$ Y=4.05 Mpa
$\sigma_b(Mpa)$	$\sigma_b = 0.6 f_{c28}$ =0.6x25=15 Mpa	$\sigma_b = 0.6 f_{c28}$ =0.6x25=15 Mpa
$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	Condition vérifié	Condition vérifié

III.3.6. Vérification de la flèche :

$q_{eq}x3.05 = 13.26x1.5 + 7.8x1.55 \Rightarrow q_{eq} = 10.48$

$M_0 = \frac{q_{eq} x l^2}{8} = \frac{10.48x(3.05)^2}{8}$ =12.18 (KN/m^2)

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{17}{305} = 0.056 \geq \frac{1}{20}\frac{13.26}{12.18}$ 0.054 →**(c .v)**

$\frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{100x15}$ =0.002 $\leq \frac{2}{400}$ =0.005 → **(c.v)**

Conclusion :

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

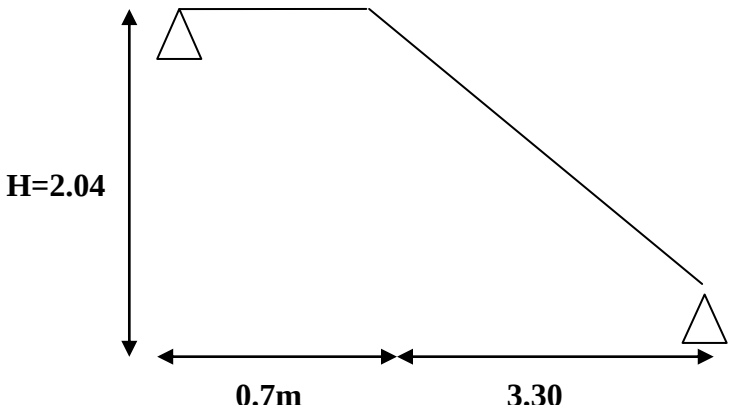
2. <u>Bloc B :</u>

Nombre des Marche : 11

Nombre de contre marche : 12.

H =12x0.17 = 2.04 m

L =11x0.30 =3.30 m



b) Vérification de BLONDEL:

59 cm≤ $g + 2h \leq 66\ cm.$

59 cm≤ 30+34=64≤ 64 $cm.$

$l_0 = \sqrt{H^2 + L^2}$ =$\sqrt{(2.04)^2 + (3.30)^2}$=3.88m.

L_{tot} =0.7+3.88 =4.58 m.

Tg$\alpha = \frac{H}{L} = \frac{204}{330}$ = 0.618 $\Rightarrow$ α = 31.72°

Dans le cas d'une dalle reposant sur deux coté on a :

$\frac{L_{tot}}{35} \leq e_p \leq \frac{L_{tot}}{30}$ $\Rightarrow \frac{458}{35} \leq e_p \leq \frac{458}{30}$ $\Rightarrow$13.08 cm ≤ e_p ≤ 15.26 cm $\Rightarrow$ e_p = 15cm

Tableau III.48: charge permanent de palier.

N°	composantes	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
01	**carrelage**	0.02	22	0.44
02	**Lit de sable**	0.03	18	0.54
03	**Lit de pose**	0.02	20	0.40
04	**Poids propre de palier**	0.15	25	3.75
05	**Enduit en ciment**	0.02	18	0.36
			Total :	**G=5.49**

Tableau III.49 : charge permanent de paillasse.

N°	composantes	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
01	**Carrelage**	0.02	22	0.44
02	**Lit de sable**	0.03	18	0.54
03	**Lit de pose**	0.02	20	0.40
04	**Poids propre de paillasse**	0.15/cosα	25	4.41
05	**Poids des marches**	0.17/2	25	2.12
06	**Enduit en ciment**	0.02	18	0.36
			Total	**G= 8.27**

- **Charge d'exploitation :**

Q = 2.5 KN/m^2 selon ***DTR (charge et surcharge art 7.2.1) page 20.***

♦ **Détermination de l'effort :**

ELU :p_u =1.35G+1.5Q

ELS :p_{ser} =G+Q

Tableau III .50: Récapitulatif du calcul des charges et l'effort.

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	p_u(KN/m^2)	p_{ser}(KN/m^2)
Palier	5.49	2.5	13.41	9.49
paillasse	8.27	2.5	17.16	12.27

- **Diagramme de moment fléchissant et efforts tranchant :**

ELU:

M_{max} =45.21 (KN/m^2)

- **Aux appuis :** M_A =0.5 M_{max}=0.5x45.21 =22.61 (KN/m^2)
- **Aux travées :** M_T =0.85 M_{max} =0.85x45.21=38.42 (KN/m^2)

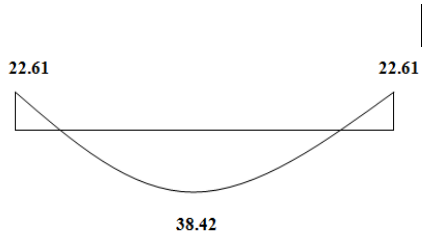


Figure III.3 3: Diagramme de moment fléchissant

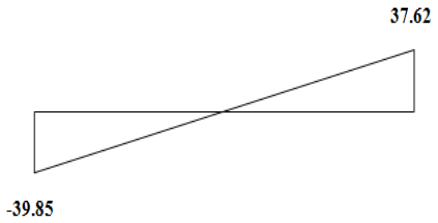


Figure III.34: Diagramme de l'effort tranchant.

ELS:

M_{max} = 32.56 (KN/m^2)

- **Aux appuis :** M_A =0.5 M_{max}=0.5x32.56 = 16.28 (KN/m^2)
- **Aux travées :** M_T =0.85 M_{max} =0.85x32.56=27.67 (KN/m^2)

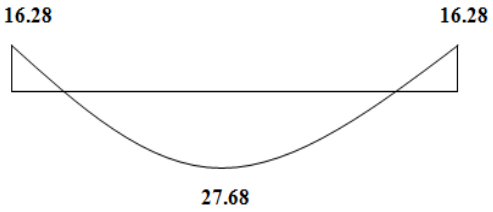


Figure* III.35*: Diagramme de moment fléchissant.

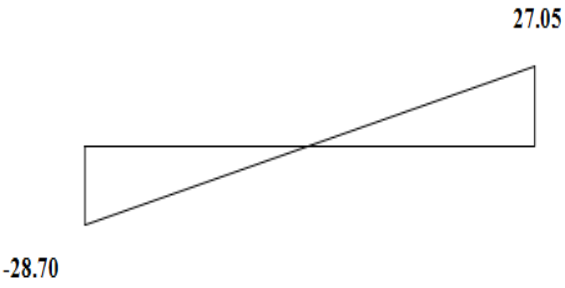


***Figure* III. 36 *: Diagramme de* l'effort tranchant.**

Tableau III .51 : Récapitulatif du calcul. M ^{max} (ELU)

M_{max} (KN/m^2)	M_{appuis}(KN/m^2)	$M_{travée}$(KN/m^2)
45.21	22.61	38.42

Tableau III .52 : Récapitulatif du calcul. M ^{max} (ELU)

M_{max} (KN/m^2)	M_{appuis}(KN/m^2)	$M_{travée}$(KN/m^2)
32.56	16.28	27.68

III.3.3 . Calcul des armatures :

Tableau III .53: Calcul les armatures.

Béton	$f_{c28} = 25\ Mpa$	$\gamma_b = 1.5$	σ_b=14.17MPa	e=2 cm
	$f_{t28} = 2.1\ Mpa$	B=100 cm	H=17 cm	d=15 cm
Acier	FeE400	Fe=400 Mpa	$\gamma_s = 1.15$	$\sigma_s = 348\ Mpa$

III.3.4. Calcul des sections d'acier de l'escalier :

Tableau III .54 : Calcul des sections d'acier de l'escalier.

	μ	β	$\mu < \mu_l$=0.392	A (cm^2)	A'	A choisie (cm^2)
En travée	0.12	0.994	Oui	7.41	0	8HA12=9.05
En appuis	0.070	0.986	Oui	4.34	0	4HA14=6.78

- **Condition de non fragilité :**

On vérifier que : A $\geq$ $A_{min} = \frac{B}{1000}$.

En travée : A=9.05 (cm^2) $\geq$ $A_{min} = \frac{100x17}{1000}$= 1.70 ($cm^2$)…… (Cv)

En appuis : A=6.78 (cm^2) $\geq$ $A_{min} = \frac{100x17}{1000}$= 1.70 ($cm^2$)…….. (Cv)

- **Les armatures de répartitions :**

Tableau III .55 : Les armatures de répartitions.

	A (cm^2)	On adopte (cm^2)
En travée	$\frac{A}{4}=\frac{9.05}{4}$ =2.26	6HA8 =3.01 (cm^2)
En appuis	$\frac{A}{4}=\frac{6.78}{4}$ =1.69	4HA8 =2.01 (cm^2)

- **Vérification de l'espacement :**

Tableau III .56 : Vérification de l'espacement.

	Les armatures longitudinales	Les armatures de réparations
En travée	$S_t = 20cm \leq Min[3h = 51{,}33cm] = 33\ cm$	$S_t = 20cm \leq Min[4h = 68{,}45cm] = 45\ cm$
En appuis	$S_t = 20cm \leq Min[3h = 51{,}33cm] = 33\ cm$	$S_t = 20\ cm \leq Min[4h = 68{,}45cm] = 45\ cm$

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

$\boldsymbol{\tau_u} = \frac{V_u}{b_0.d}=\frac{39.85x10^3}{1000x150}$ =0.26 Mpa.

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$\boldsymbol{\tau_u}$ = Min [$\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}=\frac{0.2x25}{1.5}$ =3.33 Mpa ,5 Mpa] =3.33 Mpa.

$\boldsymbol{\tau_u} = 0.26\ Mpa \leq\ \tau_u = 3.33$ Mpa

***III.3.5.* Vérifications à l'ELS :**

Tableau III .57 : Vérifications à l'ELS.

	En travée	En appuis
A (cm^2)	9.05	6.78
$\boldsymbol{M_{ser}}$	27.68	16.28
Y (cm)	$50Y^2$+15AY-15Ad=0 $\Rightarrow$Y = 5.17 cm	$50Y^2$+15AY-15Ad=0 $\Rightarrow$Y = 4.60 cm
I (cm^4)	I=$\frac{b}{3}Y^3 + 15A(d-Y)^2 \Rightarrow$ I = 17723.65	I=$\frac{b}{3}Y^3 + 15A(d-Y)^2 \Rightarrow$ I = 14244.40
$\boldsymbol{\sigma_b(Mpa)}$	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}$ Y=8.07 Mpa	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}$ Y=5.26 Mpa
$\boldsymbol{\sigma_b(Mpa)}$	$\sigma_b = 0.6f_{c28}$ =0.6x25=15 Mpa	$\sigma_b = 0.6f_{c28}$ =0.6x25=15 Mpa
$\boldsymbol{\sigma_b \leq \sigma_b}$	C.V	C. v

III.3.6. Vérification de la flèche :

$\boldsymbol{q_{eq}x3.88} = 17.16x3.30 + 13.41x0.70 \Rightarrow q_{eq} = 17.01$

$\boldsymbol{M_0} = \frac{\boldsymbol{q_{eq}xl^2}}{\boldsymbol{8}} = \frac{\boldsymbol{17.01x(3.88)^2}}{\boldsymbol{8}} = 32.00\ (KN/m^2)$

$\frac{\boldsymbol{h}}{\boldsymbol{L}} \geq \frac{\boldsymbol{1}}{\boldsymbol{20}} \frac{\boldsymbol{M_t}}{\boldsymbol{M_0}} \Rightarrow \frac{17}{388} = 0.0438 \geq \frac{1}{20} \frac{27.68}{32.00} = 0.0432$ **→(c.v)**

$\frac{\boldsymbol{A}}{\boldsymbol{b.d}} \leq \frac{\boldsymbol{2}}{\boldsymbol{f_e}} \Rightarrow \frac{9.05}{100x15} = 0.006 = 0.002 \leq \frac{2}{400} = 0.005$ **→ (c.N.v)**

Conclusion :

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$\boldsymbol{Y} = \frac{\frac{\boldsymbol{b.h^2}}{\boldsymbol{2}} + \boldsymbol{15Ad}}{\boldsymbol{b*h+15A}} = \frac{\frac{\boldsymbol{100*17^2}}{\boldsymbol{2}} + \boldsymbol{15*9.05*15}}{\boldsymbol{100*17+15*9.05}} = 8.90$ cm

$I_0 = \frac{b}{3}[\ Y^3 + (h-Y)^3] + 15A(Y-d)^2 = \frac{30}{3}[\ 8.90 + (17-8.90)^3] + 15 * 6.78(8.90-15)^2 \rightarrow$

$I_0 = 46264.92\ (cm^4)$.

$F_i = \frac{M_{ser}\, L^2}{10 E_i I F_i} = \frac{27.86*10^3*(388)^2}{10*32164.2*11314.23} = 1.15$mm.

$E_i = 11000\sqrt[3]{F_{c28}} = 32164.20$ Mpa.

$IF_i = 1.1\frac{I_0}{1+\boldsymbol{\lambda_i \mu}} = 1.1\frac{46264.92}{1+6.60*0.53} = 11314.23\ (cm^4)$.

$\boldsymbol{\lambda_i} = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho(2+3\frac{b_0}{b})} = \frac{0.05*2.1}{0.0053\,(2+\frac{17}{17})} = 6.60$

$\boldsymbol{\rho} = \frac{\boldsymbol{A}}{\boldsymbol{b.d}} = \frac{\boldsymbol{9.05}}{\boldsymbol{100*15}} = 0.0053$; $\boldsymbol{\beta} = 0.890$

$\boldsymbol{\sigma_s} = \frac{\boldsymbol{M_{ser}}}{\boldsymbol{\beta.d.A}} = \frac{\boldsymbol{27.86*10^3}}{\boldsymbol{0.890*15*9.05}} = 230.59$ Mpa.

$\mu = Max\left[1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}; 0\right] = \left[1 - \frac{1.75*2.1}{4*0.0053*230.59+2.1}; 0\right] = 0.53$

−Pour les flèches aux charges de longues durées :

$F_v = \frac{M_{ser}\, L^2}{10 E_v I F_v} = \frac{27.86*10^3*(388)^2}{10*10721.4*21211.83} = 1.84$ mm.

$E_v = \frac{1}{3} E_i = 10721.4$ Mpa.

$IF_v = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_v \mu} = 1.1\frac{46264.92}{1+2.64*0.53} = 21211.83\ (cm^4)$. ; $\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = 2.64$

Tableaux III .58 *: Récapitulation des résultats de la flèche.*

M_{ser} $(KN.m)$	ρ	σ_s (Mpa)	$A(cm^2)$	λ_i	λ_v	I_0 (cm^4)	E_i (Mpa)
27.86	0.0053	230.59	9.05	6.60	2.64	46264.92	32164.20
E_v(Mpa)	IF_i (cm^4)	IF_v (cm^4)	F_i (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm}	$\Delta F \leq F_{adm}$
10721.40	11314.23	21211.83	1.15	1.84	0.69	0.78	C.V

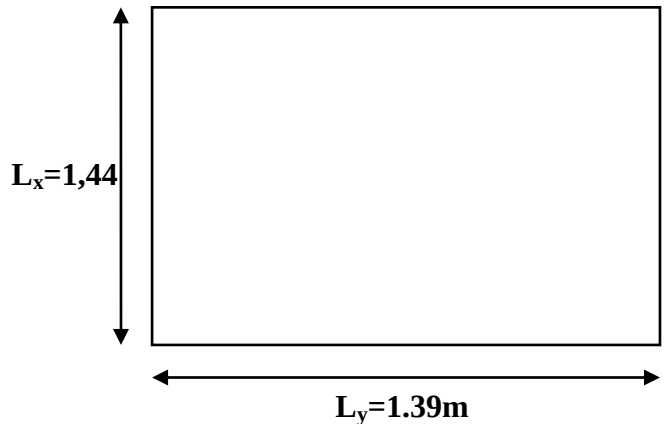
III.3.3.Dalle machine :

III.3.3.1.Introduction :

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

III.3.3.2. Pré dimensionnement :

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.



Nous avons deux conditions à vérifier

a. Condition de résistance :

$\frac{L_x}{50} \leq e_p \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{149}{50} \leq ep \leq \frac{149}{40} \Rightarrow 2.98 \text{ cm} \leq e_p \leq 3.72\ cm$

b. Condition de L'E N A :

L'entreprise nationale des ascenseurs (E N A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine, soit $\mathbf{e \geq 25\ cm}$ $\Rightarrow$on prend $e = 25$ cm

III.3.3.3. Déterminations des charges permanentes et d'exploitations :

a) .Charges permanente :

Tableau III .59 : Charges permanente.

	Composant	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Dalle pleine	0.25	25	6.25
2	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
				G = 6.61

***Poids de la machine supporté** :

q =est le chargement de la dalle donné par l'entreprise nationale des ascenseurs. Sous forme de charge concentrée.

Tableau III .60 : les charges concentrées.

P_1	2	P_3	P_4	P_5
4500	3500	7000	9000	2300

$q = \sum \frac{p_i}{s_i} = \frac{26300}{(1.63*1.44)} = 10828.83\ \frac{kg}{m^2} = 10.828\ (KN/m^2)$.

$G_{tot} = 6.61 + 10.828 = 17.44\ (KN/m^2)$.

b) Charge d'exploitation :

L'E N A exige une charge d'exploitation plus importante que celle d'une terrasse inaccessible de l'ordre : Q =5 (KN/m^2).

Tableau III .61 : détermination des charges de la dalle

G (KN/m^2).	Q (KN/m^2).	P_u (KN/m^2).	P_{ser}(KN/m^2).
17.44	5	31.04	22.44

Les appuis sont considérés comme de semi encastrements.

On a: $\boldsymbol{\rho} = \frac{L_y}{L_x} = \frac{1.44}{1.63} = 0.8 > 0.4$

Donc : la dalle travail suivant les deux directions.

***III.3.3.4.*Méthode de calcul :**

Calcul des sollicitations :

$\mathbf{M_x} = \mu_x q_x L_x^2$.

$\boldsymbol{M_y} = \mu_y \, M_x$.

E L U:

$\boldsymbol{\mu_x} = 0.0368 \Rightarrow \boldsymbol{M_x} = 0.0368 \text{x } 176.34 \text{ x } 1.49^2 = 14.41$ (KN .m).

$\boldsymbol{\mu_y} = 1.000 \Rightarrow \boldsymbol{M_y} = 14.41$ (KN .m).

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

1) **Panneau de dalle intermédiaire :**

- **Moment en travée :**

$\boldsymbol{M_{tx}} = 0.75 \, \boldsymbol{M_x} = 0.75 \text{ x } 14.41 = 10.81$ (KN.m).

$\boldsymbol{M_{ty}} = 0.75 \, \boldsymbol{M_y} = 0.75 \text{ x } 14.41 = 10.81$ (KN.m).

- **Moment aux appuis :**

$\boldsymbol{M_{ax}} = \boldsymbol{M_{ay}} = -0.5 \, \boldsymbol{M_x} = -0.5 \text{ x} 14.41 = -7.21$ (KN.m).

***III.3.3 .5.*Ferraillage de la dalle :**

Le ferraillage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bonde de 1 m, on aura une section (b x h) = (100x25) cm^2.qui travaille en flexion simple.

a)Dans le sens $\boldsymbol{L_x}$:

B= 100 cm **c** =2.5 cm
h =25 cm **d = 0.9 h**=22.5 cm

$\boldsymbol{\sigma_b}$ =14.17 Mpa $\boldsymbol{\sigma_s}$=348 Mpa **fe** =400 Mpa **FeE400**

Tableau III .62: résultats de ferraillage en travée (sens l_x).

M_{tx} (KN.m)	μ	β	$\mu \leq \mu_l$	A (cm^2)	A'	A' choisie (cm^2)
14.41	0.020	0.990	oui	1.86	0	4HA10=3.14

- **Condition de non fragilité :**

A=3.14 (cm^2) $\geq$ A_{min} =$\frac{100x25}{1000}$= 2.50 (cm^2)…… (CV).

- **Espacement :**

S_t= $\frac{100}{4}$ =25 cm≤ $Min[3xh = 3x25 = 75,33\ cm] = 33\ cm$ … … … … … … .. . (CV)

b) Dans le sens L_y :

B= 100 cm **c** =2.5 cm

h =25 cm **d** = d_x-θ_x=21.3 cm

σ_b =14.17 Mpa σ_s=348 Mpa **fe** =400 Mpa FeE400

Tableau III .63: résultats de ferraillage en travée (sens l_y).

M_{ty}(KN.m)	μ	β	$\mu \leq \mu_l$	A (cm^2)	A'	A 'choisie (cm^2)
14.41	0.022	0.989	Oui	1.96	0	4HA10=3.14

- **Condition de non fragilité :**

A=3.14 (cm^2) $\geq$ A_{min} =$\frac{100x25}{1000}$= 2.50 (cm^2)……... (C .v)

- **Espacement :**

S_t= $\frac{100}{4}$ =25 cm ≤ $Min[4xh = 4x25 = 100,45\ cm] = 45\ cm.$ … … … ….(c.v)

***III.3.3.5.1.* Ferraillage aux appuis :**

a) Dans le sens L_x :

B= 100 cm **c** =2.5 cm
h =25 cm **d = 0.9 h**=22.5 cm

σ_b =14.17 Mpa σ_s=348 Mpa **fe** =400 Mpa **FeE400**

Tableau III .64: résultats de ferraillage en appuis (sensl_x).

M_{ax}(KN.m)	μ	β	$\mu \leq \mu_l$	A (cm^2)	A'	A' choisie (cm^2)
-7.21	0.010	0.995	Oui	0.93	0	4HA10=3.14

- **Condition de non fragilité :**

A=3.14 (cm^2) $\geq$ A_{min} =$\frac{100x25}{1000}$= 2.50 (cm^2) ……... (c.v)

- **Espacement :**

S_t= $\frac{100}{4}$ =25 cm $\leq Min[3xh = 3x25 = 75,33\ cm] = 33\ cm.$ (c.v)

S_t= $\frac{100}{4}$ =25 cm $\leq Min[4xh = 4x25 = 100,45\ cm] = 45\ cm.$ (c.v)

b) Dans le sens L_x :

B= 100 cm **c** =2.5 cm

h =25 cm **d = 0.9 h**=22.5 cm

σ_b =14.17 Mpa σ_s=348 Mpa **fe** =400 Mpa **FeE400**

Tableau III .65 : résultats de ferraillage en appuis (sensl_x).

M_{ax}(KN.m)	μ	β	$\mu \leq \mu_l$	A (cm^2)	A'	A choisie (cm^2)
-7.21	0.010	0.995	Oui	0.93	0	4HA10=3.14

- **Condition de non fragilité :**

A=3.14 (cm^2) $\geq$ A_{min} =$\frac{100x25}{1000}$= 2.50 (cm^2)…… .(c.v)

- **Espacement :**

S_t= $\frac{100}{4}$ =25 cm $\leq Min[3xh = 3x25 = 75,33\ cm] = 33\ cm.$ … … … … … … .. (cv)

S_t= $\frac{100}{4}$ =25 cm $\leq Min[4xh = 4x25 = 100,45\ cm] = 45\ cm.$ … … … … … … (cv)

c) Dans le sens L_y :

B= 100 cm **c** =2.5 cm
h =25 cm **d = 0.9 h**=22.5 cm

σ_b =14.17 Mpa σ_s=348 Mpa **fe** =400 Mpa

FeE400

Tableau III .66: résultats de ferraillage en appuis (sens l_y).

M_{ay} (KN.m)	μ	β	$\mu \leq \mu_l$	A (cm^2)	A'	A choisie (cm^2)
-7.21	0.010	0.995	Oui	0.93	0	4HA10=3.14

- **Condition de non fragilité :**

A=3.14 (cm^2) $\geq$ A_{min} $=\frac{100x25}{1000}$= 2.50 (cm^2)…… .(c.v) .

- **Espacement :**

$S_t=\frac{100}{4}$ =25 cm $\leq Min[3xh = 3x25 = 75,33\ cm] = 33\ cm.$ (c.v)

$S_t=\frac{100}{4}$ =25 cm $\leq Min[4xh = 4x25 = 100,45\ cm] = 45\ cm.$ (c.v)

***III.3.3.6* .Calcul les armatures transversales :**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si les conditions ci-dessous sont vérifiées :

➢ **Dalle travaille suivant deux directions :**

$$T_x=\frac{q_x L_{xL_y}}{2L_y+L_x}=\frac{176.34x1.49x1.49}{2(1.49)+1.49}=87.58\ KN.$$

$$T_y=\frac{q_x L_{xL_y}}{3L_y}=\frac{176.34x1.49x1.49}{3(1.49)}=87.58\ KN.$$

$$\tau_m = \frac{v}{b_0\ d} \leq \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}=\frac{0.07x25}{1.5}=1.17\ Mpa.$$

$$\tau_m = \frac{v}{b_0\ d}=\frac{87.58x10^3}{10^3x225}=0.39\ Mpa \leq \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}=\frac{0.07x25}{1.5}=1.17\ Mpa. \ldots\ldots\ldots\ldots (c.v)$$

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

1. **Vérification des contraintes :**

❖ **Béton :**

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}$ y ≤ $\sigma_b = 0.6\, f_{c28}$ =0.6x25=15 Mpa.

❖ **Acier :**

σ_s=n$\frac{M_{ser}}{I}$(d-y)≤ $\sigma_s = Min\left(\frac{2}{3} f_e = \frac{2}{3}400 = 266.66Mpa\ ,150n = 240Mpa\right) = \mathbf{240\ Mpa}$

$\boldsymbol{\rho = \frac{L_x}{L_y}}$ **= 1** ; $\boldsymbol{q_{ser}}$ **=130.07 (KN /m^2).**

$\boldsymbol{M_x}$= $\mu_x q_{ser}\ L_x{}^2$=0.0441x130.07x1.49^2= 12.73 (KN /m^2).

$\boldsymbol{M_y}$ = $\mu_y\ M_x$ = 1.00x12.73 =12.73 (KN /m^2).

- **Moment en travée :**

$\boldsymbol{M_{tx}}$= 0.75 M_x =0.75x12.73= 9.55 (KN /m^2).

$\boldsymbol{M_{ty}}$= 0.75 M_y =0.75x12.73= 9.55 (KN /m^2).

- **Moment en appuis :**

$\boldsymbol{M_{ax}}$=M_{ay} =-0.5 M_x =-0.5x12.73 = -6.36 (KN /m^2).

- **Détermination de la valeur de (y) :**

$\frac{b}{2}y^2$ + n A'_s(d-c')-nA_s $(d-y) = 0$ avec : **n** = 15

$\frac{100}{2}y^2$ -15 A_s(d- y) =0.

- **Moment d'inertie :**

I = $\frac{b}{3}y^3$+ n A'_s(d-c')^2 +nA_s(d –y)^2

Tableau III .67 : vérification des contraintes de la en travée et aux appuis.

		M (KN/m)	A_s (cm^2)	A'_s	Y (cm)	I (cm^4)	σ_b (Mpa)	$\sigma_b \leq \sigma_b$	σ_s (Mpa)	$\sigma_s \leq \sigma_s$
En travée	**Sens X**	9.55	3.14	0	4.15	18242.07	2.17	oui	144.09	oui
	Sens Y	9.55	3.14	0	4.03	16229.41	2.37	oui	152.43	oui
En appuis		-6.36	3.14	0	4.15	18242.07	1.45	oui	95.93	Oui

2. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci dessous sont vérifié simultanément :

$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \Rightarrow \frac{25}{149} = 0.167 \geq \frac{9.55}{20x12.73} = 0.037$ ..... (cv).

$\frac{A_x}{bd} = \frac{3.14}{100x22.5} = 1.25x10^{-3} \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 5x10^{-3}$ ..... (cv).

3. Vérifications de non poinçonnement :

$Q_u \leq 0.045.u_c.h.\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Q_u **:** La charge vis-à-vis de l'état limite ultime.

Q_u=176.34 KN γ_b=1.5 f_{c28}=25 Mpa **h**=25 cm

U_c=2(u+v)

U=a+2(e + h/2). **V**=b+2(e + h/2).

U_c=2(a+b) +8e+4h.

Avec : a=b=e=0 $\Rightarrow$ U_c=4h=100

Q_u =176.34 KN $< 0.045x100x25x\frac{25}{1.5}$ = 187.5 KN

*III.3.4.*Calcul de la console sous paillasse :

Dans notre cas l'escalier composante des consoles a pour rôle de supporter le poids d'escalier, le calcule sera en flexion simple. On étude les efforts appliqué dans chaque console et en prend le cas plus sollicité pour ferraillée.

On donne une section préliminaire de (30*30) cm^2, et on calcul les sollicitations.

Bloc A :

a) Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003 :

b = 30 cm ≥ 20 cm. …….. **(C.V).**

h = 30 cm ≥ 30 cm…… **(C.V).**

h/b = 1< 4 **……..… (C.V).**

- **Poids propre de la poutre console :** 0.3x0.3x25 = 2.25kN/ml

$A=\frac{[(1.55*11.16)*2]+15.07*3}{2}$ =39.90

P_u = 1.35*2.25+39.90=42.94 KN/m.

$M_a = \frac{P_u*l^2}{2} = \frac{42.94*1.4^2}{2}$ =42.08 KN.m

T = 42.94*1.4 =60.16 KN.

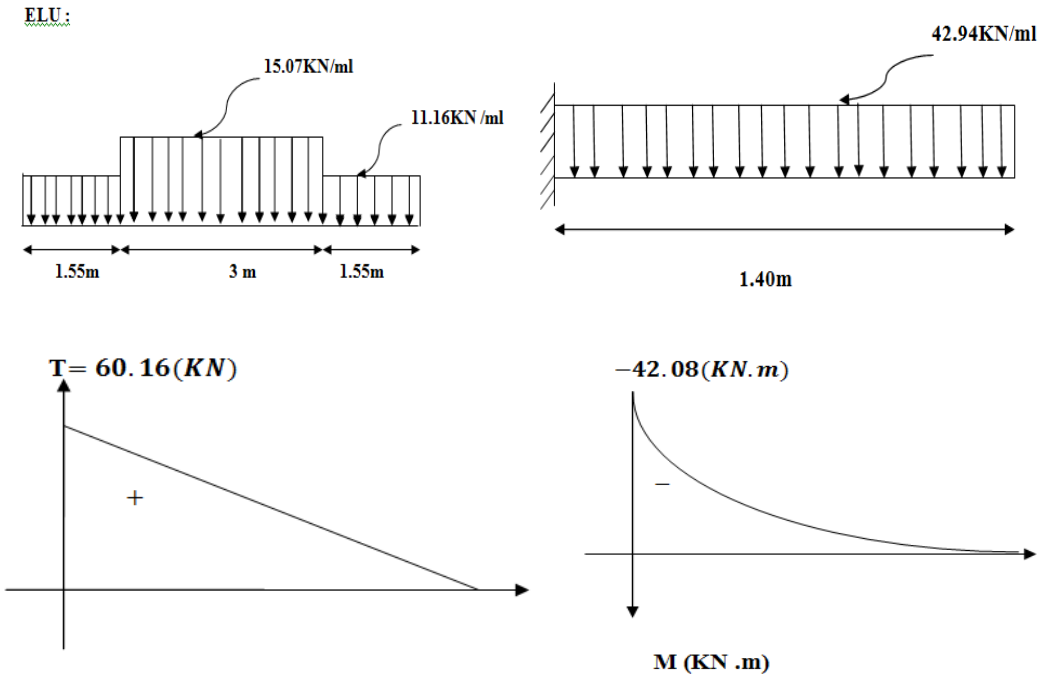


Figure III .37 : différent effort dans la console (ELU)

ELS:

A = $\frac{[(1.55*7.99)*2]+10.89*3}{2}$ =28.72

P_{ser} = 2.25+28.72=30.97 KN/m.

$M_a = \frac{P_{ser}*l^2}{2} = \frac{30.97*1.4^2}{2}$ =30.35 KN.m

T = 30.97*1.4 =43.36 KN.

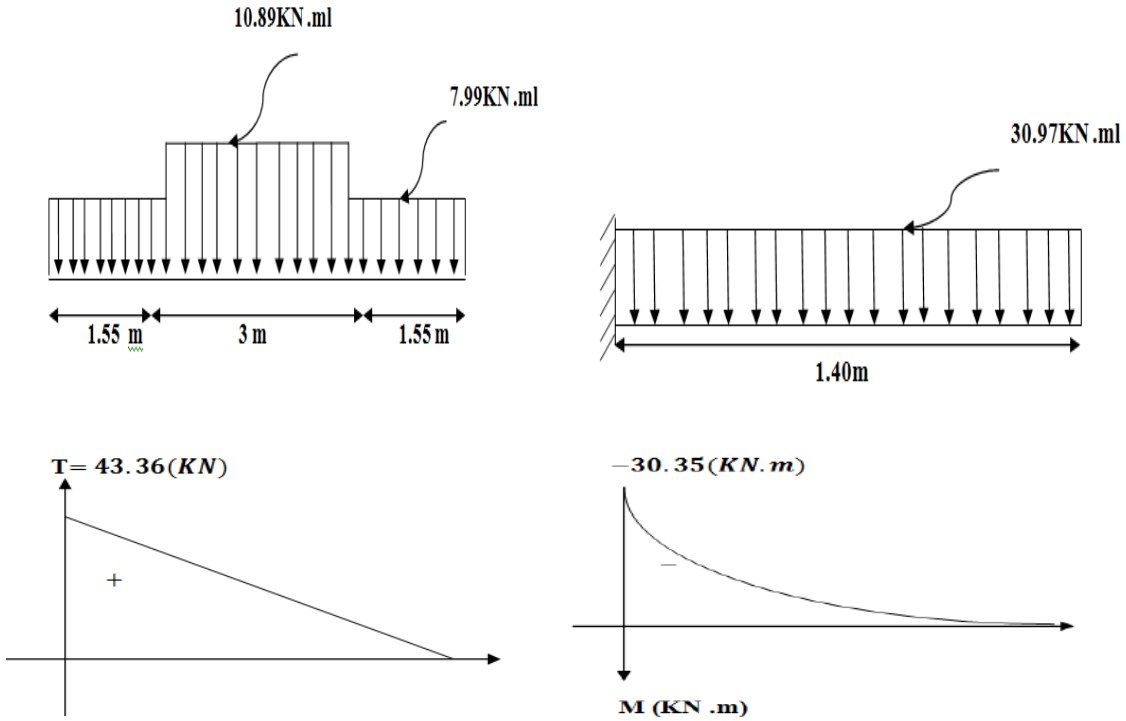


Figure III .38 : différent effort dans la console (ELS).

III.3.4.1 Ferraillage de la console :

Tableaux III .68: les données.

Béton	$f_{c28} = 25\ Mpa$	$\gamma_b = 1.5$	σ_b=14.17	e=3 cm
	$f_{t28} = 2.1\ Mpa$	b =30 cm	h=30 cm	d=27 cm
Acier	FeE400	Fe=400 Mpa	$\gamma_s = 1.15$	$\sigma_s = 348\ Mpa$

Tableaux III .69 : calcul des sections d'acier de la console.

M_a (KN.m)	μ	β	$\mu \leq \mu_l$	A (cm^2)	A'	A choisie (cm^2)
42.08	0.136	0.927	Oui	4.83	0	6HA12=6.78

III.3.4.2. Vérification :

Tableaux III .70 : vérification a l'ELS de la console.

M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_b (Mpa)	$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
30.35	6.78	10.56	39262.66	8.45	15	C.V

- ✓ ***RPA99 version 2003 art*** [7. 5. 2. 1]***page 52.***

- ➢ A_{max} =0.5%$b * h$
- ➢ A_{max} =4%$b * h$ …… **zone courante.**
- ➢ A_{max} =6%$b * h$ …….. **zone de recouvrement.**

1. **A. Vérification de l'effort tranchant :**

Tu = 60.16 kN

τ_μ=Tu /b_0.d= $\frac{60.16*10^3}{300*270}$ =0.74MPa

$$\bar{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b} =; 5MPa\right] = 3.33\,\text{MPa}$$

$\tau_u = 0.74\ Mpa \leq \ \bar{\tau}_u = 3.33\ Mpa$ CV

2. **A. Armatures transversales :**

S_t≤ Min [0.9d; 40cm] =24.75cm.

S_t=15 cm ≤ $Min = 24.3\ cm$ ... ... **(C.V)**

$\varphi_t \leq$ Min [$\frac{h}{35}$ =$\frac{30}{35}$ =8.75mm ;φ_l =12mm ;$\frac{b}{10} = \frac{300}{10}$ =30mm]=8.75 mm.

On prend : $\varphi_t = 8\ mm$.

$\boldsymbol{a_t} = \frac{\pi * \varphi_t^2}{4} = \frac{\pi * (0.8^2)}{4} = 0.505\ cm^2$; $\boldsymbol{A_t} = a_t * n_t$ $\quad \boldsymbol{n_t} = 4$

$\boldsymbol{A_t} = 4HA8 = 2.01\ cm^2$

Donc : $\boldsymbol{A_t}$ = 2.01 $\boldsymbol{cm^2}$ avec $\mathbf{F_e}$= 400 Mpa.

3. A. Vérification de section minimale :

$\frac{A_t}{b * S_t}$ **Fe** = $\frac{2.01}{30*15}$ 400 = 1.77 Mpa≥ 0.4 Mpa .

$\frac{A_t}{b * S_t} = \frac{2.01}{30*15} = 0.00446 \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{t28} * k)}{0.9 Fe(cos\alpha + sin\alpha)} = \frac{1.15(0.74 - 0.3 * 2.1 * 1)}{0.9 * 400(0+1)} = 0.00035$ (cv).

Zone nodale : $S_t \leq Min(\frac{h}{4} = \frac{30}{4} = 7.5cm\ ;\ 12\varphi_l = 12*08 = 9.6\ cm) \rightarrow S_t = 10$ cm.

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2}$ 15 cm $\rightarrow S_t = 15$ cm.

4. A. Vérification de compression dans la bielle de béton :

$\boldsymbol{V_u} \leq 0.4 \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right) b * a$.

a=Min [b-c-2=30-3-2=25 cm ; 0.9d=0.9*27=24.3 cm]=24.3cm.

$\boldsymbol{V_u} = 60.16KN \leq 0.4 \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right) b * a = 0.4\ (\frac{25}{1.5}) * 300 * 243 = 486$ KN (CV).

5. A. Vérification au voisinage de l'appui :

$\frac{2V_u}{b * a} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_s}$

$\frac{2V_u}{b * a} = \frac{2 * 60.16 * 10^3}{300 * 243} = 1.65 \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_s} = 0.8 \frac{25}{1.15} = 17.39$ (cv).

*III.3.4.3.*Vérification de flèche :

Tableaux III .71 : vérification à l'ELS.

M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_b (Mpa)	$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
30.35	6.78	10.56	39262.66	8.45	15	C.V

Il faut avoir : $\Delta F = F_v - F_i \leq F$

F=$\frac{L}{500}$ **……si** **L≤** $5m$

0.5+$\frac{L}{500}$ **…..Si** **L≥** $5m$

−Pour les flèches aux charges instantanées :

$Y = \frac{\frac{b.h^2}{2}+15Ad}{b*h+15A} = \frac{\frac{30*30^2}{2}+156.78*27}{30*30+15*6.78}$ =16.22 cm

$I_0 = \frac{b}{3}[Y^3+(h-Y)^3] + 15A(Y-d)^2 = \frac{30}{3}[16.22^3+(30-16.22)^3] + 15*6.78(1622-27)^2 \rightarrow$

$I_0 = 80657.93\ (cm^4)$.

$F_i = \frac{M_{ser}L^2}{10E_iIF_i} = \frac{30.35*10^3*(1400)^2}{10*32164.2*26405.87}$ =0.7 mm.

E_i=$11000\sqrt[3]{F_{c28}} = 32164.20$ Mpa.

IF_i=$1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i\mu} = 1.1\frac{80657.93}{1+4.22*0.56}$ =26405.87 (cm^4).

$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\rho(2+3\frac{b_0}{b})} = \frac{0.05*2.1}{0.0083(2+\frac{30)}{30}}$ =4.22.

$\rho = \frac{A}{b.d} = \frac{6.78}{30*27}$ =0.0083 ; $\beta = 0.870$

$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{b.d.A} = \frac{30.35*10^3}{0.870*27*6.78}$ =190.56 Mpa.

$\mu = Max\left[1-\frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s+f_{t28}};0\right] = \left[1-\frac{1.75*2.1}{4*0.0083*190.56+2.1};0\right] = 0.56$

−Pour les flèches aux charges de longues durées :

$F_v = \frac{M_{ser}L^2}{10E_vIF_v} = \frac{30.35*10^3*(1400)^2}{10*10721.4*45715.03}$ =1.2 mm.

$E_v = \frac{1}{3}E_i$ =10721.4 Mpa.

IF_i=$1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i\mu} = 1.1\frac{80657.93}{1+1.68*0.56}$ =45715.03 (cm^4).

$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = 1.6$

Tableaux III .72 : Récapitulation des résultats de la flèche.

M_{ser} $(KN.m)$	ρ	σ_s (Mpa)	ρ	λ_i	λ_v	I_0 (cm^4)	E_i (Mpa)
30.35	0.0083	190.56	0.56	4.22	1.68	80657.93	32164.20
E_v(Mpa)	IF_i (cm^4)	IF_v (cm^4)	F_i (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm}	$\Delta F \leq F_{adm}$
10721.40	26405.87	45715.03	0.7	1.2	0.5	2.8	C.V

Conclusion : la flèche est vérifiée.

Bloc B:

*III.3.5.*Poutre palière :

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple. Elle a une section (b× h).

- **On prend une section préliminaire (b*h)= (30*35) cm^2 .**

ELU :

Poids propre de poutre : 0.3*0.35*25=2.625 KN.

A= (1.05+0.7)*13.41+3.30*17.16=80.09

$P_u = 1.35pp + A = 83.64\ KN$.

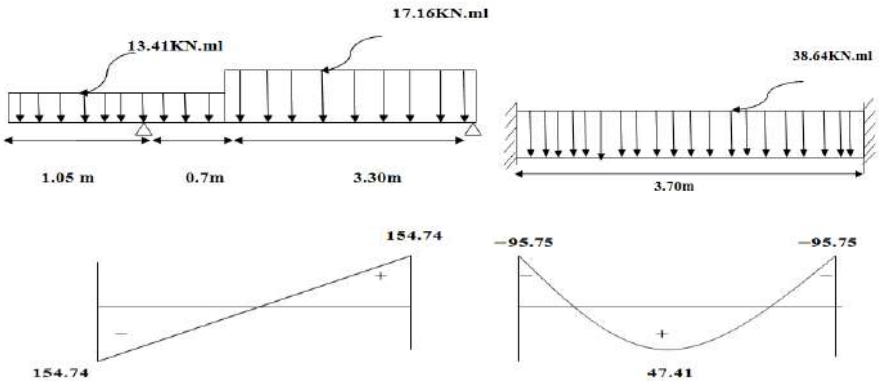


Figure III .39: diffèrent efforts dans la poutre palière (ELU).

ELS:

A= (1.05+0.7)*9.49+3.3*12.27=57.09.

P_{ser} = pp+A=2.625+57.09=59.72 KN.

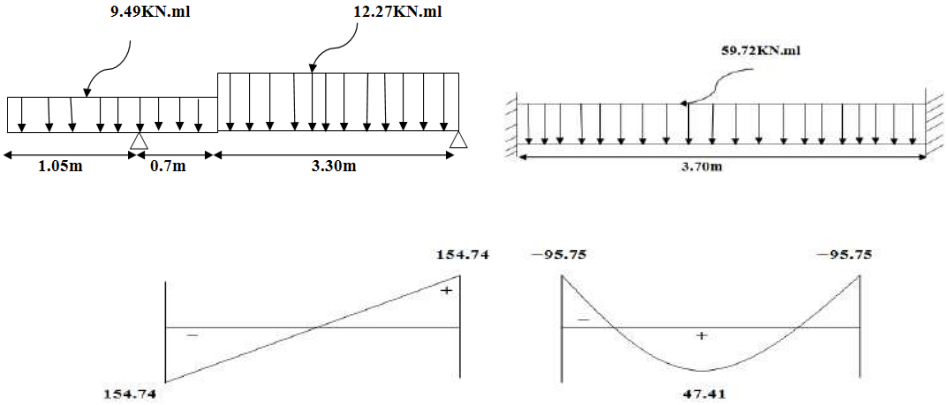


Figure III .40: diffèrent efforts dans la poutre palière (ELS).

*III.3.5.1.*Calcul des efforts :

On a une poutre parfaitement encastrées sur deux coté, on calcul les réactions(R_A,R_B) avec la méthode de RDM.

R_A=R_B =$\frac{PL}{2}$

$M^{appuis}{}_{max} = M_A = M_B = \frac{PL^2}{12}$

$M^{travée}{}_{max} = \frac{PL^2}{24}$

Tableaux III .73: les efforts agissants sur une poutre palière.

	R_A(KN)	M_A(KN.m)	M_T(KN.m)
ELU	154.74	95.42	47.71
ELS	110.48	68.13	34.06

Tableaux III .74: les donnés.

Béton	$f_{c28} = 25\ Mpa$	$\gamma_b = 1.5$	σ_b=14.17	e=3 cm
	$f_{t28} = 2.1\ Mpa$	b =30 cm	h=35 cm	d=32 cm
Acier	FeE400	Fe=400 Mpa	$\gamma_{s=1.15}$	$\sigma_s = 348\ Mpa$

Tableaux III .75: calcul les sections d'acier de la poutre palière.

	M (KN.m)	μ	β	A'	A (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)
Travée	47.41	0.108	0.943	0	4.51	6HA12=6.78
Appuis	95.75	0.220	0.874	0	10.15	6HA12+4HA14= 12.93

- **Condition de non fragilité :**

On vérifier que : A≥ A_{min} =$\frac{B}{1000}$.

En travée : A=6.78 (cm^2) ≥ A_{min} =$\frac{30*35}{1000}$= 105 (cm^2) ……..(c v)

En appuis : A=12.93 (cm^2) ≥ A_{min} =$\frac{30*35}{1000}$= 1.05 (cm^2). …… (C v)

✓ **RPA99version 2003 art [7.5.2.1] page : 52**

- A_{max} =0.5%$b*h$.
- A_{max} =4%$b*h$ …….. zone courante.
- A_{max} =6%$b*h$ …… zone de recouvrement.

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

Tu = 154.74 kN

τ_μ=Tu /b_0.d= $\frac{154.74*10^3}{300*320}$ =1.61MPa

$$\bar{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b} =;5MPa\right] = 3.33\,\text{MPa}$$

$$\tau_u = 1.61Mpa \leq \bar{\tau}_u = 3.33\ Mpa$$

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

$$\boldsymbol{V_u} \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right) b * a\ .$$

a= Min [b-c-2=30-3-2=25 cm ; 0.9d=0.9*32=28.8cm]=24.3cm.

$\boldsymbol{V_u} = 154.74KN \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right) b * a$=0.4 ($\frac{25}{1.5}$)*300*250=500 KN …… **(Cv).**

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

$$\frac{2\boldsymbol{V_u}}{\boldsymbol{b*a}} \leq 0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$\frac{2\boldsymbol{V_u}}{\boldsymbol{b*a}}$ =$\frac{\mathbf{2*154.73*10^3}}{\mathbf{300*250}}$ =4.13≤ $0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_s}$ =0.8$\frac{25}{1.15}$ =17.39 …….. (Cv).

- **Armatures transversales :**

S_t ≤ Min [0.9d =0.8*32=28.8; 40cm] =28.8cm.

S_t=15 cm.≤ $Min = 28.8\ cm$ ... ... (CV)

$\boldsymbol{\varphi_t} \leq$ Min [$\frac{h}{35}$ =$\frac{30}{35}$ =8.75mm ;φ_l =12mm ;$\frac{b}{10} = \frac{300}{10}$ =30mm]=8.75 mm.

On prend $\boldsymbol{\varphi_t} = 8\ mm$ **.**

$\boldsymbol{a_t} = \frac{\boldsymbol{\pi*\varphi_t^2}}{\mathbf{4}}$ =$\frac{\boldsymbol{\pi*(0.8)^2}}{\mathbf{4}}$ =0.505 cm^2 ; $\boldsymbol{A_t}$=$a_t * n_t$ $\boldsymbol{n_t}$ = 4

Donc : $\boldsymbol{A_t}$ = 2.01 cm^2 **avec Fe**=400 Mpa.

$\boldsymbol{A_t} = 4HA8 = 2.01\ cm^2$

- **Vérification du RPA99 version2003 art [7.5.2.2] page : 53**

$A_{t\,min}$ =0.003S_t.b

$\boldsymbol{S_t} \leq \overline{S}_t = \text{Min}[\frac{h}{4}; 12\varphi_l]$ = 10 cm.

$\overline{S}_t$=10 cm ……. Zone nodale.

$\overline{S}_t$ = 15 cm ……...zone courante.

$$\frac{A_t}{b*S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{t28}*k)}{0.9Fe(cos\alpha + sin\alpha)}$$

❖ ***Zone nodale :***

$$\frac{A_t}{b*S_t} = \frac{2.01*10^2}{300*100} = 0.0067 \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{t28}*k)}{0.9Fe(cos\alpha + sin\alpha)} = \frac{1.15(1.61-0.3*2.1*1)}{0.9*400(0+1)} = 0.00031\ldots\ldots$$ **(Cv)**

❖ ***Zone courante :***

$$\frac{A_t}{b*S_t} = \frac{2.01*10^2}{300*150} = 0.0045 \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{t28}*k)}{0.9Fe(cos\alpha + sin\alpha)} = \frac{1.15(1.61-0.3*2.1*1)}{0.9*400(0+1)} = 0.00031\ldots\ldots$$ **(Cv)**

$A_t \geq A_{min} = \frac{0.4b.S_t}{fe}$.

$A_t = 2.01\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{0.4*300*100}{400} = 0.30\ cm^2$ …… **Zone nodale** …… **(Cv).**

$A_t = 2.01\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{0.4*300*150}{400} = 0.45\ cm^2$ … … … … **Zone courante**… … … **(cv).**

*III.3.5.2.*Vérification à l'ELS :

La fissuration est considère comme peu nuisible, donc on doit vérifier que :

$\boldsymbol{\sigma_b} \leq \overline{\sigma}_b$, $\overline{\sigma}_b = 0.6f_{c28}$=0.6*25=15 Mpa.

Tableaux III .76 : vérification à l'ELS.

	M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_b (Mpa)	$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
travée	34.06	6.78	9.97	42815.03	7.93	15	C.V
Appuis	68.13	12.93	13.89	79290.20	11.93	15	C.V

Tableaux III .77: vérification de la flèche.

M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_b (Mpa)	$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
34.06	6.78	11.74	57925.51	6.90	15	C.V

Tableaux III .78: vérification de la flèche.

M_{ser} ($KN.m$)	ρ	σ_s (Mpa)	ρ	λ_i	λ_v	I_0 (cm^4)	E_i (Mpa)
34.06	0.0047	262.81	0.48	7.44	2.97	117606.29	32164.20
E_v (Mpa)	I (cm^4)	IF_v (cm^4)	F_i (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm}	$\Delta F \leq F_{adm}$
10721.40	38465.42	66683.98	3.7	6.5	2.8	7.4	cv

Conclusion *:* La flèche est vérifiée.

***III.3.6.*Console :**

On prend une section préliminaire (b*h)= (30*30)cm^2.

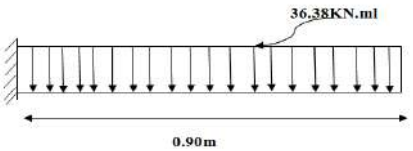
ELU :

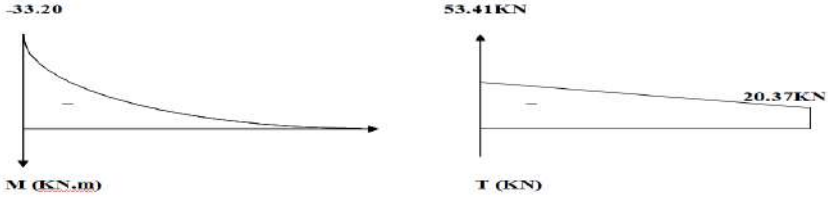
Poids propre de console : 0.3*0.3*25=2.25

P_u=0.9x1.85x13.41+1.35x2.25+1.35 (2.72x3) =36.38 KN.

P= (2.72x3x1.85) x1.35=20.37 KN

P : charge répartie





ELS:

P_{ser} =0.8x1.85x9.49+2.25+ (2.72x3) =31.39 KN.

P=2.72x3x1.85=15.09.

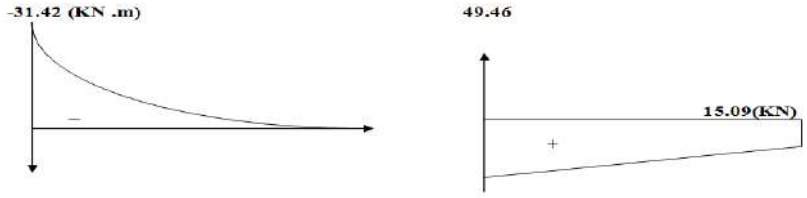


Figure III .41: différent efforts dans la poutre palière ELU et ELS.

III.3.6.1. Ferraillage de la console :

Tableaux III .79: les données.

Béton	$f_{c28} = 25\ Mpa$	$\gamma_b = 1.5$	σ_b=14.17	e=3 cm
	$f_{t28} = 2.1\ Mpa$	b =30 cm	h=30 cm	d=27 cm
Acier	FeE400	Fe=400 Mpa	$\gamma_{s=1.15}$	$\sigma_s = 348\ Mpa$

Tableaux III .80: calcul des sections d'acier de la console.

M_a (KN.m)	μ	β	$\mu \leq \mu_l$	A (cm^2)	A'	A choisie (cm^2)
33.20	0.108	0.944	oui	3.74	0	6HA12=6.78

*III.3.6.2.*Vérification :

Tableaux III .81: vérification a l'ELS de la console.

M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_b (Mpa)	$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
31.42	6.78	10.56	39262.66	8.45	15	C.V

✓
✓
✓
✓ **Selon le RPA99version 2003 art [7.5.2.1] page : 52**

- A_{max} =0.5%$b * h$
- A_{max} =4%$b * h$ …… **zone courante.**
- A_{max} =6%$b * h$ …….. **zone de recouvrement.**

1. B. Vérification de l'effort tranchant :

Tu = 53.41 kN

τ_μ=Tu /b_0.d= $\frac{53.41*10^3}{300*270}$ =0.66MPa

$$\bar{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\,f_{c28}}{\gamma_b} =;5MPa\right] = 3.33\,\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.74\,Mpa \leq \bar{\tau}_u = 3.33\ MPa$$

2. B. Armatures transversales :

$\mathbf{S_t} \leq$ Min [0.9d; 40cm] =24.75cm.

$\mathbf{S_t}$=15 cm $\leq Min = 24.3\ cm$ ... ... **(cv)**

$\boldsymbol{\varphi_t} \leq$ Min [$\frac{h}{35}$ =$\frac{30}{35}$ =8.75mm ;φ_l =12mm ;$\frac{b}{10} = \frac{300}{10}$ =30mm]=8.75 mm.

On prend $\boldsymbol{\varphi_t} = 8\ mm$.

$\boldsymbol{a_t} = \frac{\pi*\varphi_t^2}{4}$ =$\frac{\pi*(0.8^2)}{4}$ =0.505 cm^2 ; $\boldsymbol{A_t}$=$a_t * n_t$ $\boldsymbol{n_t}$ = 4

$\boldsymbol{A_t} = 4HA8 = 2.01\ cm^2$

Donc : $\boldsymbol{A_t}$ = 2.01 cm^2 **avec Fe**=400 Mpa.

3. B. Vérification de section minimale :

$\frac{A_t}{b*S_t}$ $\mathbf{F_e}$ = $\frac{2.01}{30*15}$ 400 = 1.77 Mpa≥ 0.4 Mpa .

$\frac{A_t}{b*S_t}$ = $\frac{2.01}{30*15}$ = 0.00446 ≥ $\frac{\gamma_s(\tau_u-0.3f_{t28}*k)}{0.9Fe(cos\alpha+sin\alpha)} = \frac{1.15(0.66-0.3*2.1*1)}{0.9*400(0+1)}$ =0.000095 …… **(C.V).**

Zone nodale : $\boldsymbol{S_t} \leq Min(\frac{h}{4}=\frac{30}{4}$=7.5cm ; 12$\varphi_l$=12*08=9.6 cm)→ $\boldsymbol{S_t}$ =10 cm.

Zone courante : $\boldsymbol{S_t} \leq \frac{h}{2}=\frac{30}{2}$ 15 cm → $\boldsymbol{S_t}$ =15 cm.

4. B.Vérification de compression dans la bielle de béton :

$\boldsymbol{V_u \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right) b * a}$.

a = Min [b-c-2=30-3-2=25 cm ; 0.9d=0.9*27=24.3 cm]=24.3cm.

$\boldsymbol{V_u}$ = 53.41$KN \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right) b * a$=0.4 ($\frac{25}{1.5}$)*300*243=486 KN **(cv).**

5. B.Vérification au voisinage de l'appui :

$\frac{2V_u}{b*a} \leq 0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_s}$

$\frac{2V_u}{b*a} = \frac{2*53.41*10^3}{300*243} = 1.46 \leq 0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_s} = 0.8\frac{25}{1.15} = 17.39$ **(cv).**

*III.3.6.3.*Vérification de flèche

Tableaux III .82: vérification à l'ELS.

M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_b (Mpa)	$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
30.41	6.78	10.56	39262.66	8.45	15	Cv

Il faut avoir : $\Delta F = F_v - F_i \leq F$

F=$\frac{L}{500}$ **……si L≤** $5m$

0.5+$\frac{L}{500}$ **…..Si L≥** $5m$

−Pour les flèches aux charges instantanées :

$Y = \frac{\frac{b.h^2}{2}+15Ad}{b*h+15A} = 16.22$ cm

$I_0 = \frac{b}{3}[Y^3 + (h-Y)^3] + 15A(Y-d)^2 \rightarrow I_0 = 80657.93\ (cm^4)$.

$F_i = \frac{M_{ser}L^2}{10E_iIF_i} = 0.30$ mm.

$E_i = 11000\sqrt[3]{F_{c28}} = 32164.20$ Mpa.

$IF_i = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i\mu} = 45715.70\ (cm^4)$.

$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\rho(2+3\frac{b_0}{b})} = 4.22$.

$\rho = \frac{A}{b.d} = \frac{6.78}{30*27} = 0.0083$; $\beta = 0.870$

$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{b.d.A} = \frac{30.35*10^3}{0.870*27*6.78} = 197.28$ Mpa.

$\mu = Max\left[1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}; 0\right] = 0.57$

−Pour les flèches aux charges de longues durées :

$F_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I F_v}$ =0.5 mm.

$\boldsymbol{E_v = \frac{1}{3} E_i}$ =10721.4 Mpa.

IF_i=1.1$\frac{I_0}{1+\lambda_i \mu}$ =26053.83 (cm^4).

$\lambda_v = \frac{2}{5} \boldsymbol{\lambda_i = 1.68}$

Tableaux : III .7 : Récapitulation des résultats de la flèche.

$\boldsymbol{M_{ser}}$ $(\boldsymbol{KN.m})$	$\boldsymbol{\rho}$	$\boldsymbol{\sigma_s}$ **(Mpa)**	$\boldsymbol{\rho}$	$\boldsymbol{\lambda_i}$	$\boldsymbol{\lambda_v}$	$\boldsymbol{I_0}$ $(\boldsymbol{cm^4})$	$\boldsymbol{E_i}$ **(Mpa)**
31.42	0.0083	197.28	0.57	4.22	1.68	80657.93	32164.20
$\boldsymbol{E_v}$**(Mpa)**	**I**$\boldsymbol{F_i}$ $(\boldsymbol{cm^4})$	**I**$\boldsymbol{F_v}$ $(\boldsymbol{cm^4})$	$\boldsymbol{F_i}$ $(\boldsymbol{mm})$	$\boldsymbol{F_v}$ $(\boldsymbol{mm})$	$\boldsymbol{\Delta F}$ $(\boldsymbol{mm})$	$\boldsymbol{F_{adm}}$	$\boldsymbol{\Delta F \leq F_{adm}}$
10721.40	26405.87	45715.03	0.3	0.52	0.22	1.8	cv

Conclusion : La flèche est vérifiée.

IV.1. Introduction :

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

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

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure:

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont :

- Le centre de Masse
- Le centre de Torsion

IV.2.1. Centre de masse :

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (planchers, maçonnerie, escaliers, voiles, poutres, poteaux).
Le centre de masse est repéré dans un système d'axes choisi, il est défini par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi}$$

$$YG = \frac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi}$$

Avec :

- $\mathbf{W_i}$ **:** Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré
- $\mathbf{X_i}$ **et** $\mathbf{Y_i}$ **:** Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- $\mathbf{X_G}$ **et** $\mathbf{Y_G}$ **:** Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

IV.2.2. Centre de torsion :

Le centre de torsion **T** est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- Un moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

$$X_T = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \quad Y_T = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

- **I_x et I_y :** Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
- **X_i, Y_i :** coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- **X_T, Y_T :** coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile plein ou d'un poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;
- Pour un voile plein composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.
- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :
  - Pour les poteaux : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$
  - pour les voiles pleins : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$
  - pour les voiles avec ouvertures : $I_e = \frac{a_n I}{\frac{60}{11}.\frac{2mc}{(I_1+I_2)}.\frac{A_0.(\alpha.\xi)}{\alpha^2}+1}$ **[4]**

Avec :

a_n: coefficient qui dépend du nombre de niveaux.

$$\begin{cases} a_n = \left(\frac{11}{20} + \frac{8}{20n} - \frac{1}{30n^2} - \frac{1}{30n^3}\right)\frac{20}{11}... & si\ n \le 11 \\ a_n = 1 & si\ n > 11 \end{cases}$$

I : inertie totale du refend.

E: module d'élasticité du matériau constituant le refend.

m: moment statique de chacun des trumeaux par rapport au centre de gravité à l'ensemble.

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}}$$

I_i : moment d'inertie des trumeaux.

A_i : aire des éléments du refend.

2c : distance entre les deux centres de gravité des trumeaux.

a : demi portée de l'ouverture.

$\alpha = w.H_0$ (Coefficient du monolithisme des voiles).

H_0: hauteur totale du refend.

$w^2 = \frac{3.i.I.c}{I_0.m.a^{3}.H}$: Voile à une seule file d'ouverture.

$w^2 = \frac{G}{3I.H}\left[2\left(\frac{ic^2}{a^3}\right)\right]$**:** Voile à une deux d'ouvertures.

H: hauteur d'étage.

$A_0(\alpha, \xi)$: est une fonction de " α " et " ξ " qui vaut:

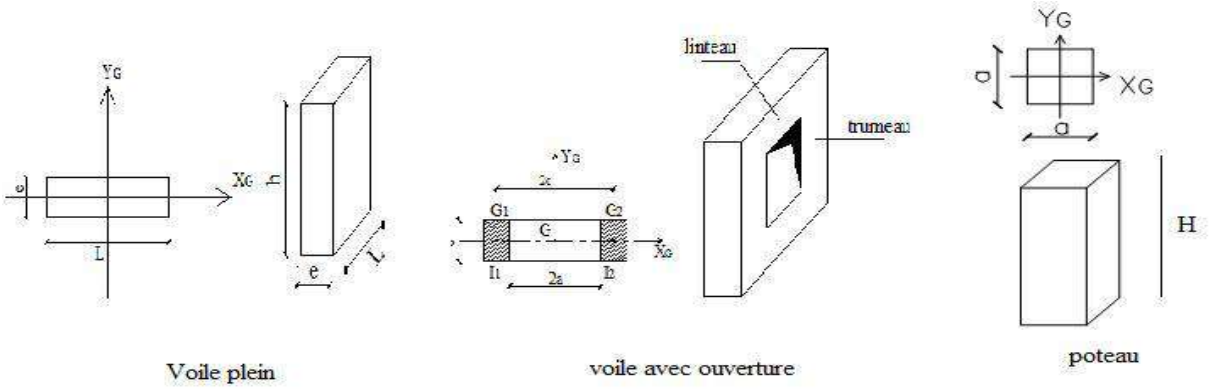
$$A_0(\alpha, \xi) = \frac{2}{3} + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3}.\frac{sh\,\alpha}{ch\,\alpha} - \frac{2}{\alpha^2 ch\,\alpha} \text{ Si } \xi = 0.$$

Avec: $\xi = \frac{x}{H}$ si $0 < \xi < 1$.

$$A\ (\alpha, \xi) = \frac{1}{3}(2 - 3\xi + \xi^3) + \frac{2}{\alpha^2}\xi + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3 ch\,\alpha}.sh\,\alpha(1-\xi) - \frac{2}{\alpha^2}\frac{ch\,\alpha.\xi}{ch\,\alpha}$$

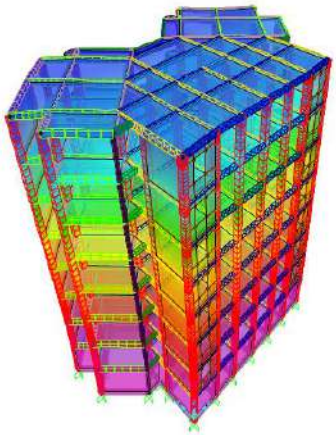
Remarque :

Si $\alpha > 10$, on peut dire que le linteau est très rigide, l'ouverture est très petite, le voile est considéré comme étant plein.



- **BLOC « A »**

Vue de la Structure en 3D :



❖ ***Figure IV.1 : Vue de la Structure en 3D.***

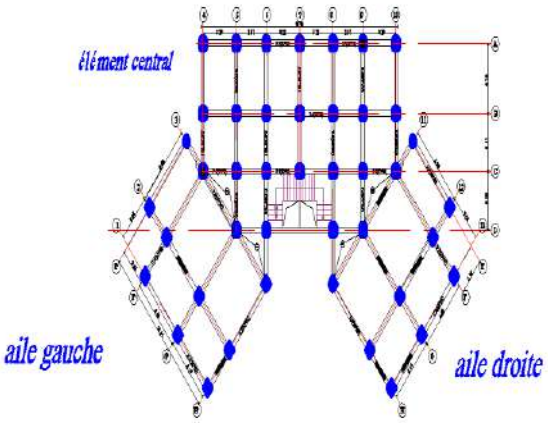


Figure IV.2 : Vue en plan d'étage Courant.

❖ **Disposition du voile :**

✓ **voile périphérique (partie sous-soul) :**

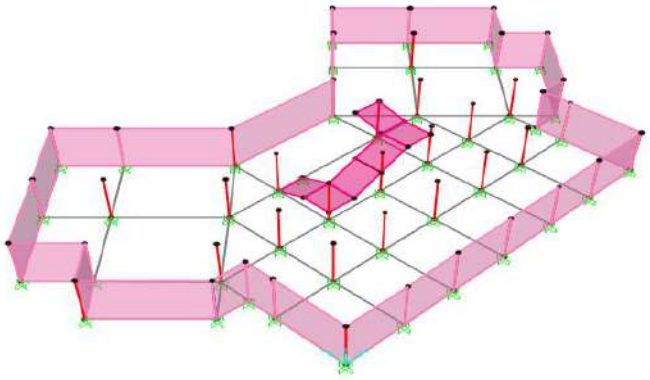


Figure IV. 3 : la disposition des voiles périphérique.

Proposition de la disposition des voiles des contreventements :

On propose de la disposition du voile et à chaque disposition en a fait la vue en plan.

➢ **1ére disposition (voile de contreventement):**

Les modes	1ére mode	2éme mode	3éme mode
Période (sec)	0.72	0.52	0.41

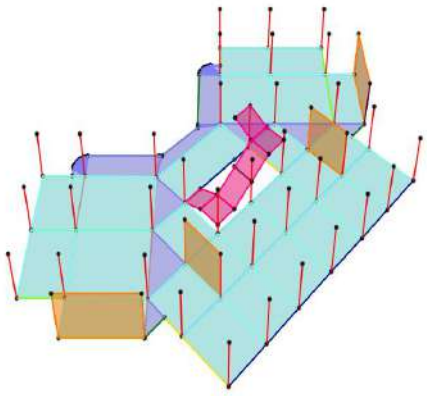


Figure IV. 4 :la dispositon des voile .

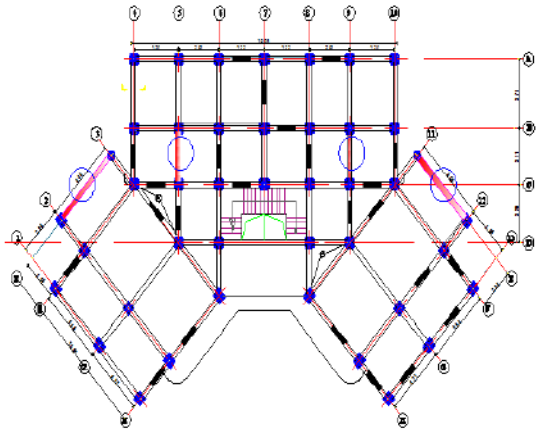


Figure IV. 5:la vus en plan .

➢ **2éme disposition :**

Les modes	1ére mode	2éme mode	3éme mode
Période (sec)	0.67	0.43	0.40

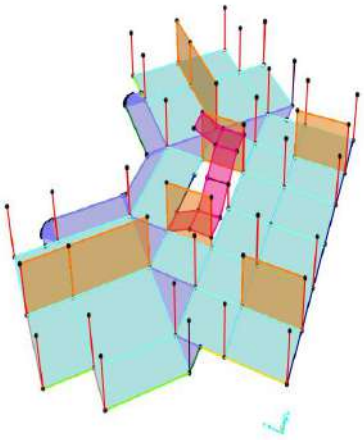


Figure IV.6 :la dispositon des voile .

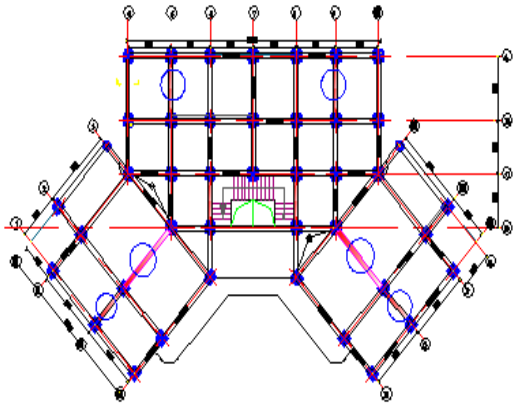


Figure IV. 7 :la vus en plan .

➢ **3éme disposition :**

Les modes	1ére mode	2éme mode	3éme mode
Période (sec)	0.62	0.48	0.45

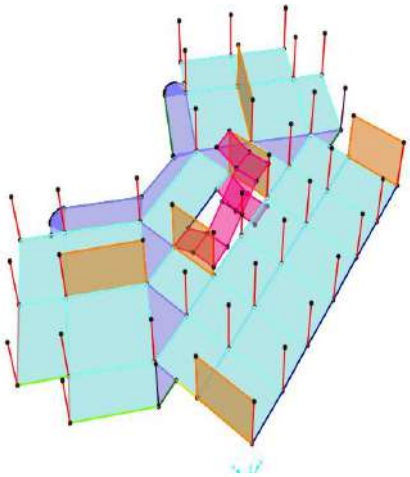


Figure IV. 8 :la dispositon des voile .

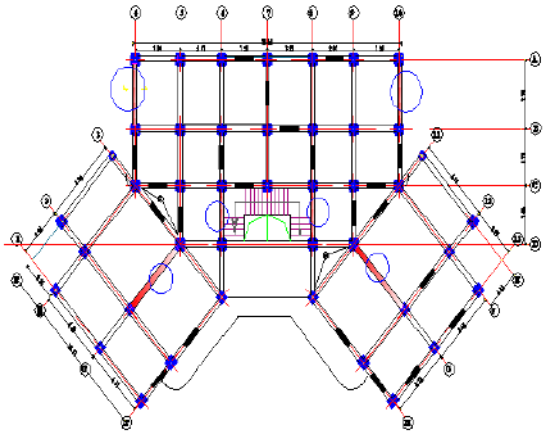


Figure IV. 9:la vus en plan .

➢ **4éme disposition :**

Les modes	1ére mode	2éme mode	3éme mode
Période (sec)	0.60	0.47	0.35

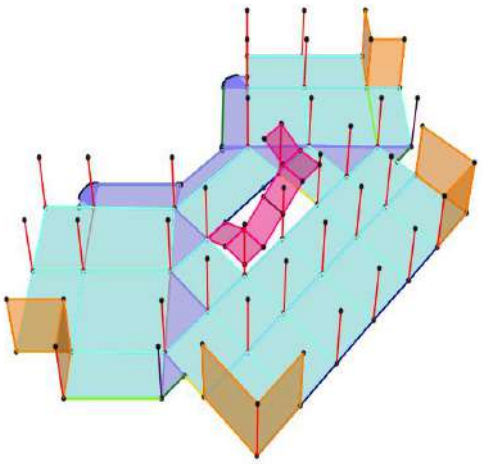


Figure IV. 10 :la dispositon des voile .

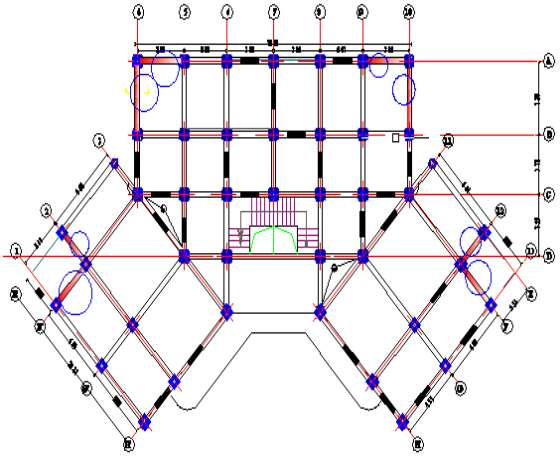


Figure IV.11:la vus en plan .

➢ **5éme disposition :**

Les modes	1ére mode	2éme mode	3éme mode
Période (sec)	0.51	0.50	0.39

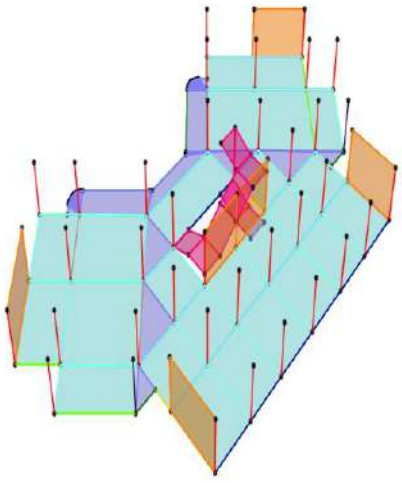


Figure IV. 12:la dispositon des voile .

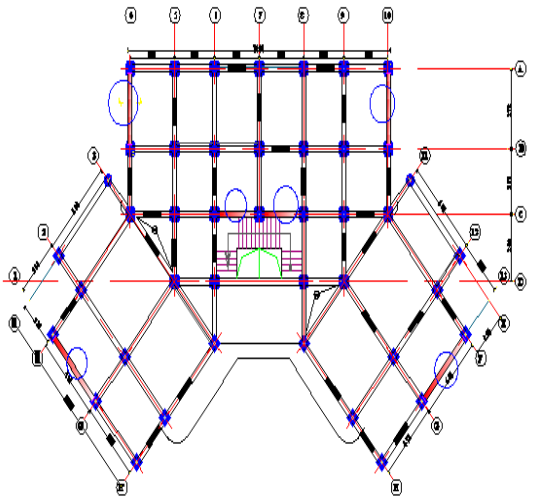


Figure IV. 13 :la vus en plan .

➢ **6éme disposition :**

Les modes	1ére mode	2éme mode	3éme mode
Période (sec)	0.51	0.44	0.33

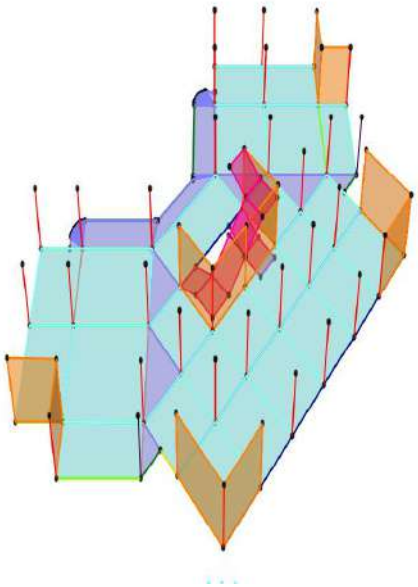


Figure IV. 14 :la dispositon des voile .

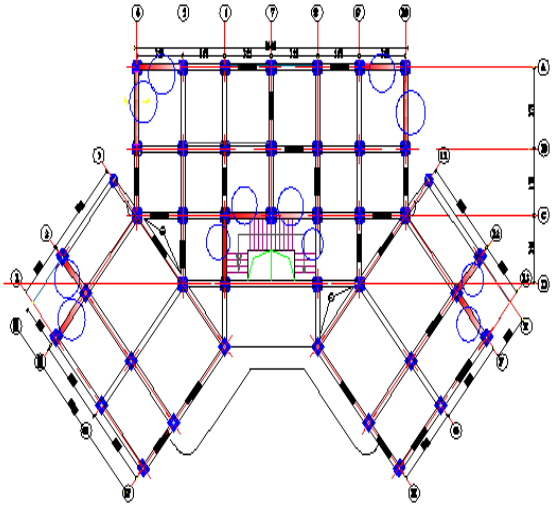


Figure IV. 15 :la vus en plan .

➢ **Disposition finale :**

Les modes	1ére mode	2éme mode	3éme mode
Période (sec)	0.49	0.43	0.34

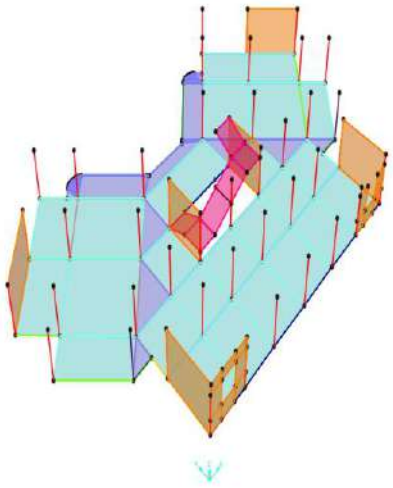


Figure IV. 16 :la dispositon des voile .

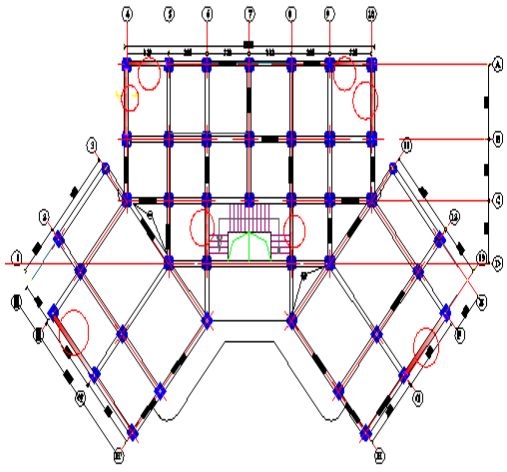


Figure IV. 17 :la vus en plan .

Remarque *:* On opte pour cette disposition et la disposition finale vu sa période.

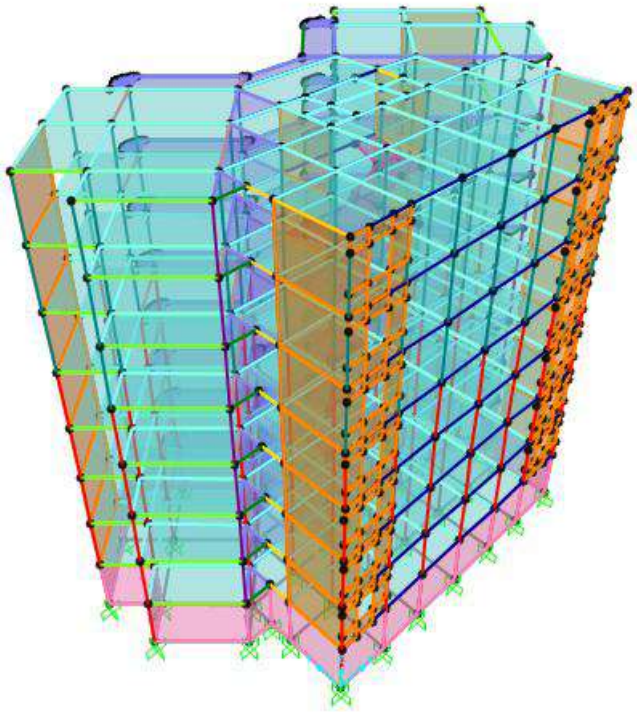


Figure IV.18 : la disposition du voile vu en 3D.

IV.2.2.1. Centre de masse :

Tableau IV.1 : Calcul du centre de Masse.

Diaphragme N°	Niveau (m)	∑Wi (KN)	∑Wi*Xi	∑Wi*Yi	XG (m)	YG (m)
DIAPH 1	3.23	5264.70	48961.71	46855.83	9.30	8.90
DIAPH 2	6.46	4500.21	41986.96	39646.85	9.33	8.81
DIAPH 3	9.69	4500.21	41986.96	39646.85	9.33	8.81
DIAPH 4	12.92	4500.21	41986.96	39646.85	9.33	8.81
DIAPH 5	16.15	4500.21	41986.96	39646.85	9.33	8.81
DIAPH 6	19.38	4500.21	41986.96	39646.85	9.33	8.81
DIAPH 7	22.61	4497.37	41960.46	39576.86	9.33	8.80
DIAPH 8	25.84	4786.80	44660.84	43081.20	9.33	9.00

IV.2.2.2. Centre de torsion :

Tableau IV.2 : Calcul du centre de torsion.

		Inertie et centre d'inertie					
Diaphragme N°	**Niveau (m)**	**$\sum Ix_i$ (m4)**	**$\sum Iy_i$ (m4)**	**$\sum$ Ix*Yi**	**$\sum$ Iy*Xi**	**X_R (m)**	**Y_R(m)**
DIAPH 1	3.23	13.4986	8.7483	120.1375	81.35919	9.33	8.79
DIAPH 2	6.46	1.2084	3.5630	10.64600	33.24279	9.32	8.23
DIAPH 3	9.69	1.2084	3.5630	10.64600	33.24279	9.32	8.23
DIAPH 4	12.92	1.2084	3.5630	10.64600	33.24279	9.32	8.23
DIAPH 5	16.15	1.2084	3.5630	10.64600	33.24279	9.32	8.23
DIAPH 6	19.38	1.2084	3.5630	10.64600	33.24279	9.32	8.23
DIAPH 7	22.61	1.2084	3.5630	10.63392	33.24279	9.32	8.23
DIAPH 8	25.84	1.2084	3.5630	10.87560	33.24279	9.32	8.23

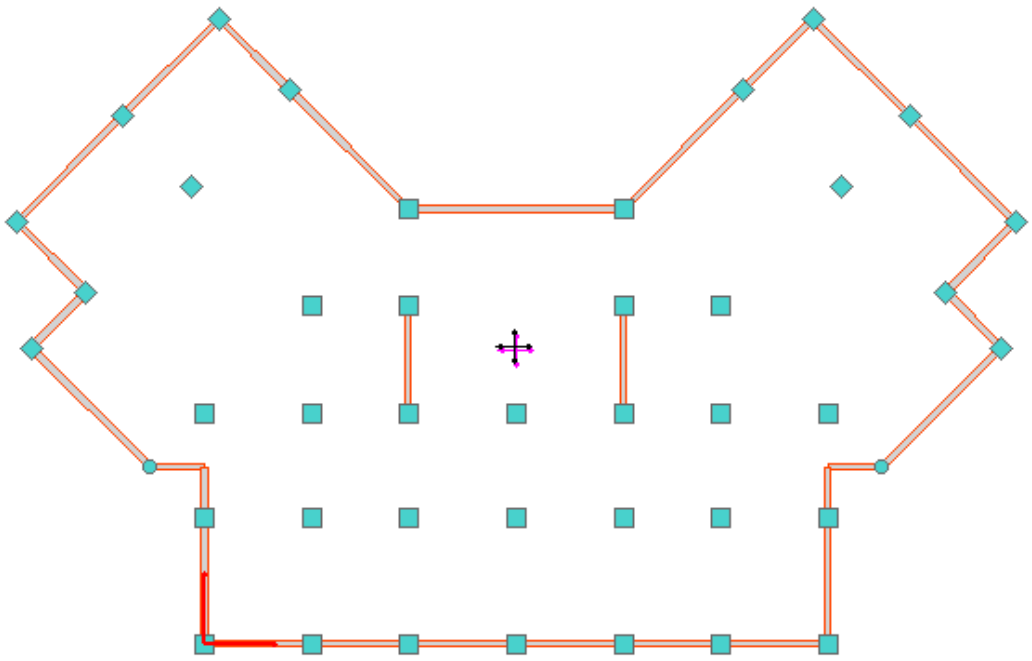


Figure IV.19 : la disposition du centre de masse et centre de torsion.

IV.2.3. Excentricité :

IV.2.3.1. Excentricité théorique (statique) :

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

$$E_x = |X_T - X_G| \qquad E_Y = |Y_T - Y_G|$$

Tableau IV.3 : Calcul de l'excentricité théorique.

Niveau (m)	Direction X			Direction Y		
	XG (m)	XR (m)	Ex théorie(m)	YG (m)	YR (m)	Ey théorie (m)
3.23	9.30	9.33	8.90	8.90	8.79	8.90
6.46	9.33	9.32	8.81	8.81	8.23	8.81
9.69	9.33	9.32	8.81	8.81	8.23	8.81
12.92	9.33	9.32	8.81	8.81	8.23	8.81
16.15	9.33	9.32	8.81	8.81	8.23	8.81
19.38	9.33	9.32	8.81	8.81	8.23	8.81
22.61	9.33	9.32	8.80	8.80	8.23	8.80
25.84	9.33	9.32	9.00	9.00	8.23	9.00

IV.2.3.2. Excentricité accidentelle : *[RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]*

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.

$$\begin{cases} E_x = 0{,}05.\ L_x \\ E_y = 0{,}05.\ L_y \end{cases}$$

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.4: Calcul de l'excentricité accidentelle.

Niveau (m)	Lx (m)	Ly (m)	Ex (m)	Ey (m)
3.23	0.6	2.2	0.03	0.11
6.46	0.2	11.6	0.01	0.58
9.69	0.2	11.6	0.01	0.58
12.92	0.2	11.6	0.01	0.58
16.15	0.2	11.6	0.01	0.58
19.38	0.2	13.6	0.01	0.68
22.61	0.2	13.4	0.01	0.67
25.84	0.2	17.4	0.01	0.87

Tableaux IV.5 : centre de torsion.

Niveau (m)	Direction X			Direction Y		
	X_G (m)	X_R (m)	$E_{X\ thé}$	Y_G (m)	Y_R (m)	$E_{Y\ thé}$
3.23	9.30	9.33	8.90	8.90	8.79	8.90
6.46	9.33	9.32	8.81	8.81	8.23	8.81
9.69	9.33	9.32	8.81	8.81	8.23	8.81
12.92	9.33	9.32	8.81	8.81	8.23	8.81
16.15	9.33	9.32	8.81	8.81	8.23	8.81
19.38	9.33	9.32	8.81	8.81	8.23	8.81
22.61	9.33	9.32	8.80	8.80	8.23	8.80
25.84	9.33	9.32	9.00	9.00	8.23	9.00

IV.2.3.2. 1. Effets de la torsion accidentelle : [RPA 99 version 2003 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 ±0.05L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

IV. 3. Choix de la méthode de calcul :

IV. 3.1. Introduction :

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. pour analyser ces efforts, on utilise généralement deux méthodes :

- Méthode statique équivalente
- Méthode dynamique modale spectrale

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 structure.

IV.3.2.2. Modélisation : ►► *[Art 4.3.2]* ◄◄ *RPA2003*

Le modèle choisi dans la modélisation sur le 'SAP2000' 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 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

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 I, groupe d'usage B1) ➔ A = 0,12.

b) facteur de correction d'amortissement η:

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$$

ξ = 7 % [RPA : Tab.4.2].
Avec remplissage dense → η = 0,882

C) Coefficient de comportement R : [RPA : Tab.4.3]

Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles (R = 5)

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Classification des systèmes de contreventement ►► *[art 3.4]* ◄◄ ***RPA2003***

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc : **R = 5**

Tableau IV.6 : Justification du coefficient de comportement R.

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	**Poids N_z (%)**	**N_z /Poteaux (%)**	**N_z /Voiles (%)**	**Effort tranchant T_x (%)**	**T_x/Poteaux (%)**	**T_x /Voiles (%)**
A_ DIAPH_ 25.84	100	76.071	23.929	100	62.504	37.496
B_ DIAPH_ 22.61	100	77.624	22.376	100	40.740	59.260
C_ DIAPH_ 19.38	100	78.112	21.888	100	33.193	66.807
D_ DIAPH_ 16.15	100	80.299	19.701	100	36.535	63.465
E_ DIAPH_ 12.92	100	80.573	19.427	100	30.298	69.702
F_ DIAPH_ 9.69	100	80.891	19.109	100	26.040	73.960
G_ DIAPH_ 6.46	100	81.290	18.710	100	23.160	76.840
H_ DIAPH_ 3.23	100	61.786	38.214	100	3.646	96.354

d. A. 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 :

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

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.7: détermination du facteur de qualité Q.

Critère « q »	P_q	
	Observer	N /observer
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
Redondance en plan	0	0.05
Régularité en plan	0	0.05
Régularité en élévation	0	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.05

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q = 1 + \sum P_q = 1.2$$

e.A. périodes caractéristiques : *[RPA : Tab.4.7.]*

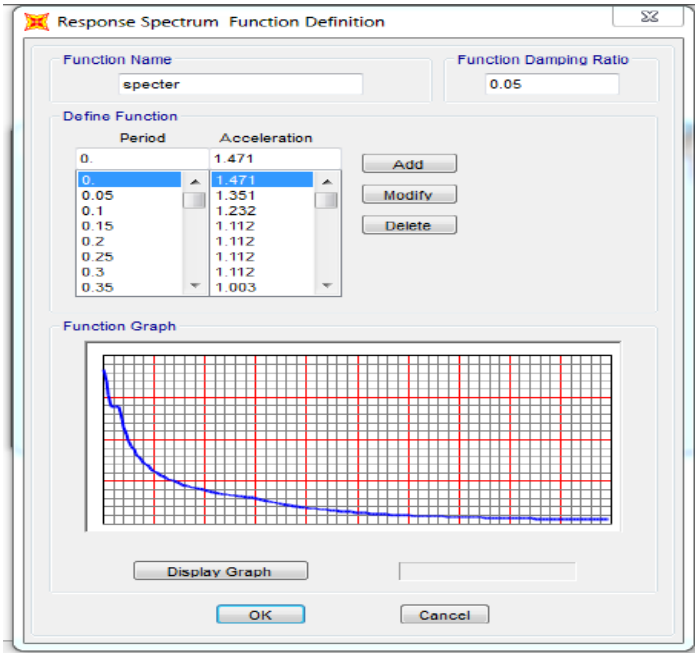


Figure IV.20 : spectre de réponse.

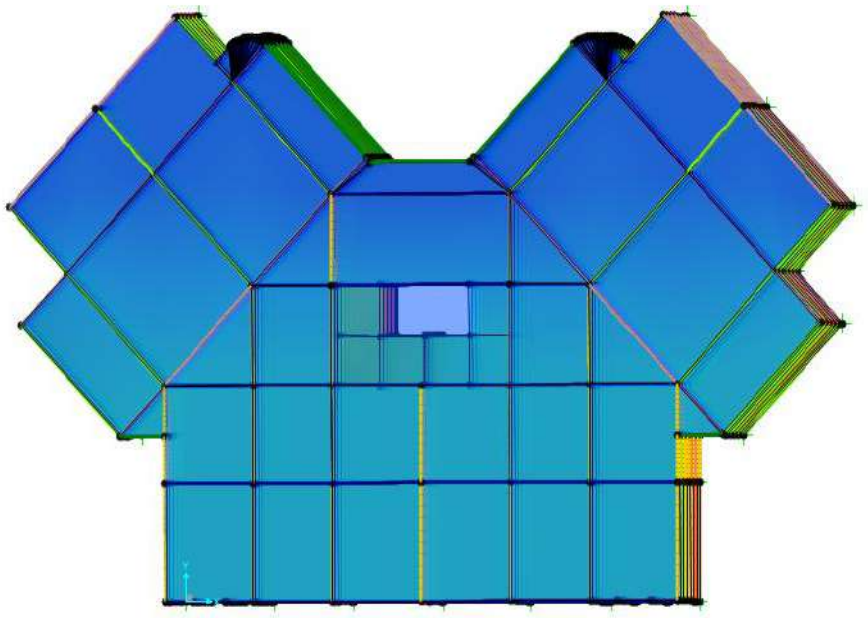
IV.4. Résultats de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le ***RPA99 version 2003*** exige les vérifications suivantes :

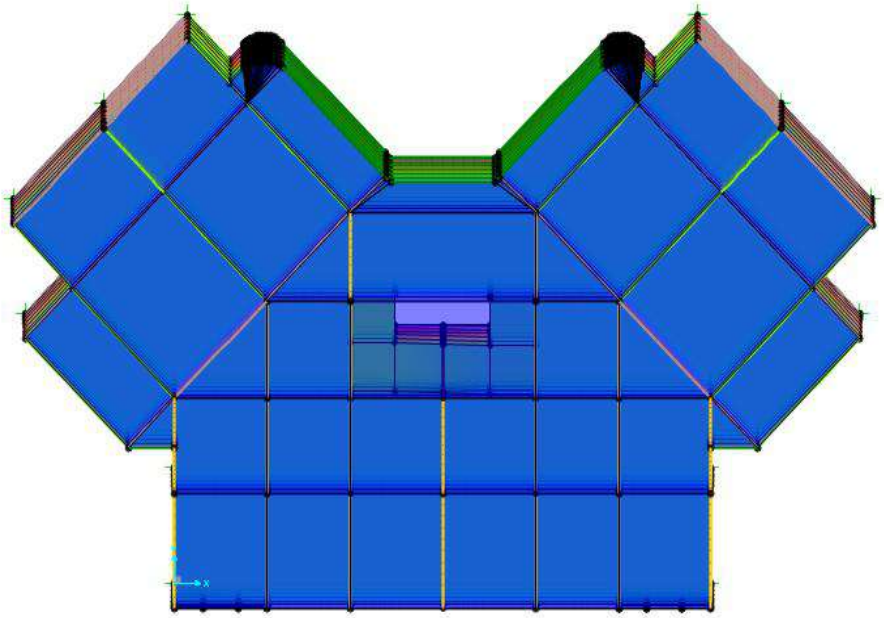
- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification de participation massique
- Vérification des périodes
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
- Vérification de la stabilité au renversement
- vérification de cisaillement des éléments
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ .

IV.4.1. Vérification de comportement :

- **1^{ére} mode translation suivant l'axe Y : → T_1=0 .49(s)**



- **2éme mode translation suivant l'axe X : → T_2=0.43 (s)**



- **3éme mode rotation autoure de l'axe Z : → T_2=0.34 (s)**

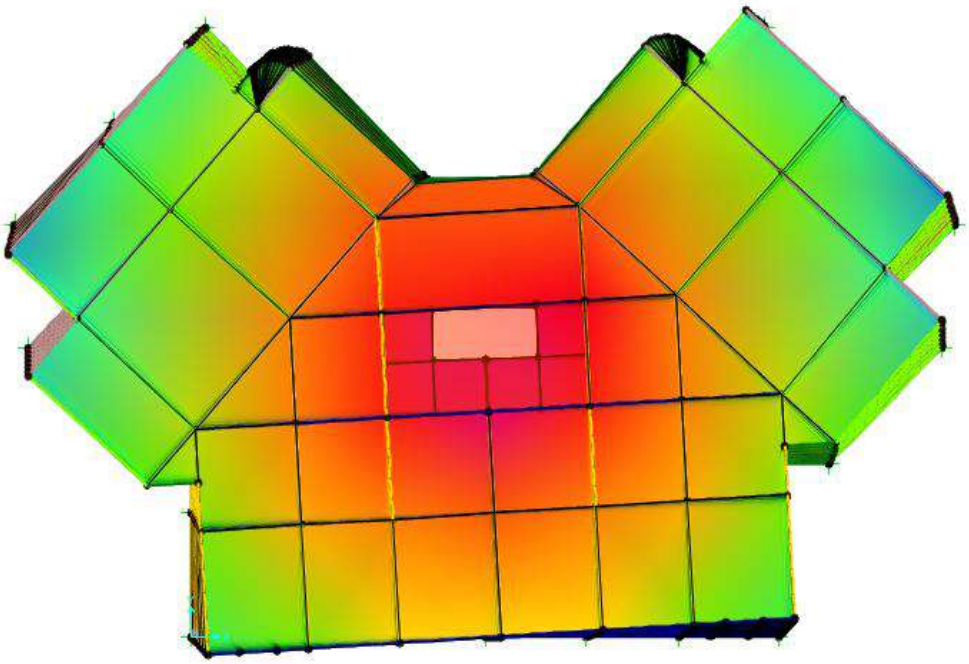


Figure IV.21 : Le comportement des trois premiers modes.

Tableau IV.8 : Le comportement des trois premiers modes.

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation suivant l'axe X	translation suivant l'axe Y	rotation autour de l'axe z

IV. 4.2. Vérification de participation massique :

La structure atteindre de plus de 80% de masse participe dans les deux directions aux $5^{éme}$ mode avec un temps T=1.618 (s).

Tableau IV.9 : Coefficient de participation massique.

Mode	Période (s)	masses modales effectives	
		Sens-X	Sens-Y
1	0.511146	0.65224	0.00005101
2	0.451758	0.65229	0.64729
3	0.347194	0.65408	0.64729
4	0.142122	0.80298	0.6473
5	0.116612	0.80298	0.81517
6	0.087851	0.80299	0.81766
7	0.087341	0.80326	0.81766
8	0.083137	0.80326	0.81769
9	0.077545	0.80352	0.81769

IV. 4. 3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismique à la base Ed_x 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 ***[RPA99version2003Art4. 3.6]***

Donc il faut vérifier que $\frac{Ed_x}{v_{sx}} \geq 0,8$

a. Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003 Art 4.2.3] :

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

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$

$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

Tel que :

- **A :** coefficient d'accélération de zone

  A = 0,12

- **D :** facteur d'amplification dynamique moyen

$$D=\begin{cases}2{,}5\eta & 0\le T\le T_2\\ 2{,}5\eta\left(T_2/T\right)^{\frac{2}{3}} & T_2\le T\le 3.0\ s\\ 2{,}5\eta\left(T_2/3\right)^{\frac{2}{3}}\left(3/T\right)^{\frac{5}{3}} & T\ge 3.0\ s\end{cases}$$

T2 = 0,30 s, tableau 4.7 (avec site S1).

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta=\sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0,882

Dx=1.748

Dy=1.748

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$T=0{,}09h_n/\sqrt{D}$ [RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

R : coefficient de comportement global de la structure

R = 5

Q : facteur de qualité

Q_x=1.2 ; Q_y=1.25

W : poids total de la structure

$$W=\sum_{i=1}^{n}W_i \qquad \text{avec } W_i=W_{Gi}+\beta W_{Qi}$$

β = 0.2 ***tableau 4.5***

Poids de la structure **W= 36268.951 KN**

Tableau IV.10: calcule de la force sismique.

A	D x	Dy	R	Q x	Q y	∑Wi (kN)	Vx (kN)	V y (kN)
0.12	1.748	1.748	5	1.2	1.2	40586.52	2043.22	2043.22

Tableau IV.11 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcule.

	V_s (KN)	E d_x (KN)	0.8*V_S	E $d_x \geq 0.8*V_S$
X	2043.22	1985.8	1634.567	Oui
Y	2043.22	2162.12	1634.567	Oui

Conclusion *:* Les deux directions et vérifier.

IV. 4.4. Vérification de la stabilité au renversement.

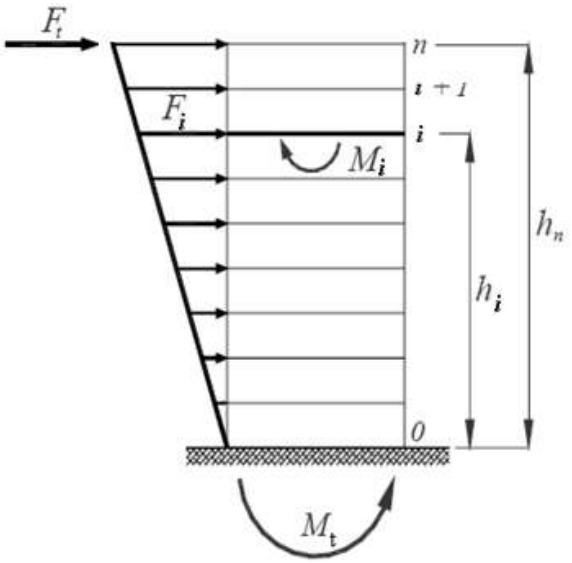


Figure IV. 22: Les forces agissent sur la stabilité au renversement.

$$\frac{M_{sx}}{M_{RY}} = \frac{345517.81}{36414.99} = 9.49 \geq 1.5 \ldots\ldots\ldots CV$$

$$\frac{M_{sY}}{M_{RX}} = \frac{327748.14}{39648.29} = 8.27 \geq 1.5 \ldots\ldots\ldots CV$$

- **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :**

[Art 4.2.5]

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \right) \times V$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \leq 0{,}25V & \text{si } T \geq 0{,}7\,\text{s} \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,\text{s} \end{cases}$$

On a :

- TX = 0, 49s → $F_t = 0$
- TY = 0,43s → $F_t = 0$

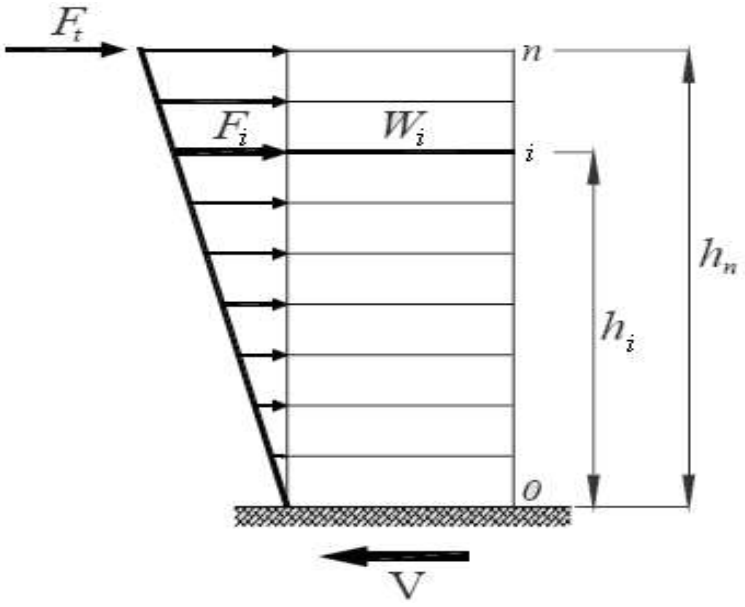


Figure IV. 23 : Distribution des forces sismiques.

V_X = 1985.8 KN

Tableau IV.12 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X.

hi (m)	Wi (KN)	Wi*hi	Fi_x (KN)
3.23	5264.7	17004.98	63.34
6.46	4500.21	29071.36	108.29
9.69	4500.21	43607.03	162.44
12.92	4500.21	58142.71	216.58
16.15	4500.21	72678.39	270.73
19.38	4500.21	87214.07	324.88
22.61	4497.37	101685.54	378.78
25.84	4786.8	123690.91	460.75

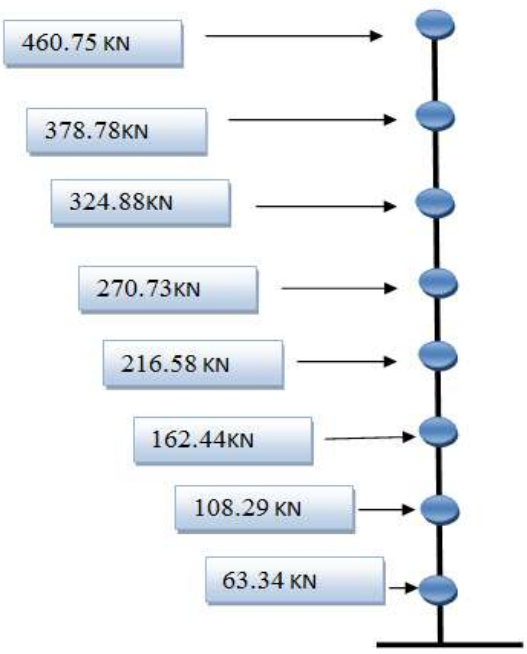


Figure IV. 24: Concentration des forces sismiques aux étages suivant X.

V_Y=2162.12 KN

Tableau IV.13 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y.

hi (m)	Wi (KN)	Wi*hi	Fi_y (KN)
3.23	5264.7	17004.98	68.97
6.46	4500.21	29071.36	117.91
9.69	4500.21	43607.03	176.86
12.92	4500.21	58142.71	235.81
16.15	4500.21	72678.39	294.77
19.38	4500.21	87214.07	353.72
22.61	4497.37	101685.54	412.41
25.84	4786.8	123690.91	501.66

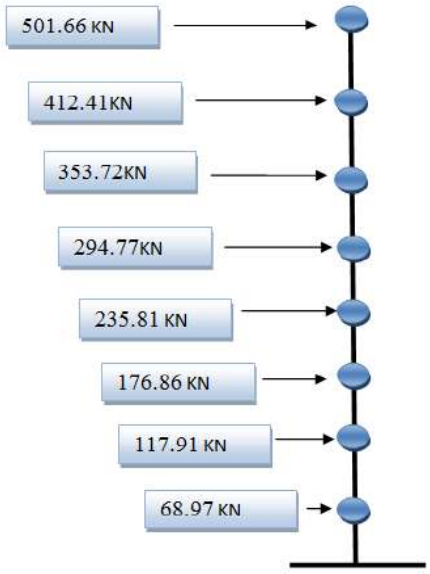


Figure IV. 25: Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y.

- **Moment de renversement :**

Tableau IV.14 : calcul du moment de renversement.

hi (m)	Fix (KN)	Fiy (KN)	M_o xi (KN.m)	M_o yi (KN.m)
3.23	63.34	68.97	204.60	222.77
6.46	108.29	117.91	699.57	761.68
9.69	162.44	176.86	1574.02	1713.78
12.92	216.58	235.81	2798.26	3046.72
16.15	270.73	294.77	4372.29	4760.50
19.38	324.88	353.72	6296.09	6855.13
22.61	378.78	412.41	8564.28	9324.70
25.84	460.75	501.66	11905.87	12963.00
$\sum M_t$			**36414.99**	**39648.29**

Tableau IV.15: calcul du moment stabilisant.

Niveau (m)	Wi (KN)	XG (m)	YG (m)	Mt xi (KN.m)	Mt yi (KN.m)
3.23	5264.7	9.3	8.9	48961.71	46855.83
6.46	4500.21	9.33	8.81	41986.96	39646.85
9.69	4500.21	9.33	8.81	41986.96	39646.85
12.92	4500.21	9.33	8.81	41986.96	39646.85
16.15	4500.21	9.33	8.81	41986.96	39646.85
19.38	4500.21	9.33	8.81	41986.96	39646.85
22.61	4497.37	9.33	8.8	41960.46	39576.86
25.84	4786.8	9.33	9	4660.84	43081.20
$\sum Mt$				**345517.81**	**327748.14**

Tableau IV.16 : Vérification de stabilisation.

$M_t$xi (KN.m)	$M_t$yi (KN.m)	$M_o$xi (KN.m)	$M_o$yi (KN.m)	$M_t$xi/ $M_o$xi	$M_t$yi/ $M_o$yi	M_t/ M0≥1.5	M_t/M_0 ≥1.5
345517.81	327748.14	36414.99	39648.29	9.48	8.26	Oui	Oui

Conclusion *:*

La condition est vérifiée ce qui implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

IV. 4.5 .Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$$\boldsymbol{\delta_K} = R\delta_{ek}$$ [RPA: Art 4.4.3]

- $\boldsymbol{\delta_{ek}}$: Déplacement dù aux forces séismiques F_i.
- **R** : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

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

Selon ***[RPA: Art 5.10]*** le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser:

Δk limite = $0.01 * h_e$

Avec :

- $\mathbf{h_e}$: la hauteur de l'étage k.

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

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
3.23	0.01	0.03		3.23	Oui
6.46	0.07	0.36	0.33	3.23	Oui
9.69	0.16	0.80	0.45	3.23	Oui
12.92	0.26	1.30	0.49	3.23	Oui
16.15	0.36	1.80	0.50	3.23	Oui
19.38	0.46	2.28	0.48	3.23	Oui
22.61	0.55	2.73	0.45	3.23	Oui
25.84	0.62	3.12	0.40	3.23	Oui

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

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
3.23	0.01	0.00		3.23	OUI
6.46	0.07	0.01	0.01	3.23	OUI
9.69	0.16	0.02	0.01	3.23	OUI
12.92	0.26	0.04	0.02	3.23	OUI
16.15	0.36	0.06	0.02	3.23	OUI
19.38	0.46	0.09	0.03	3.23	OUI
22.61	0.55	0.12	0.03	3.23	OUI
25.84	0.62	0.16	0.04	3.23	OUI

-Vérification du déplacement en tête :

Les déplacements théoriques

X= 2.31 cm

$$\boldsymbol{\delta_X} = 0.66 * 3.5$$

Les déplacements réels :

Y=2 cm

$$\boldsymbol{\delta_Y} = 0.57 * 3.5$$

Le déplacement admissible :

$$\bar{\delta} = \frac{H}{250} = \frac{2260}{250} = 9.044\ cm$$

Donc les déplacements en tête sont vérifiés

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

Les effets du 2° ordre (ou effet **P-Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$\theta = P_k \Delta_k / V_k * h_k \leq 0.10$

- $\mathbf{P_k}$: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- $\mathbf{V_k}$: effort tranchant d'étage au niveau "k".
- $\boldsymbol{\Delta_k}$ **:** déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- $\mathbf{h_k}$: hauteur de l'étage « k ».

Si 0.10< θ ≤0.20, Les effets **P-Δ** peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1-\theta_K)}$$

Si θ > 0.20, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.19: Vérification l'effet P-Δ sens X.

Niveau (m)	h_k (cm)	P_k (KN)	Fix (KN)	Δ_{kx} (cm)	Θ_x	Θ < 0.10
25.84	323	4786.8	460.75	0.33	0.010	Oui
22.61	323	4497.37	378.78	0.45	0.016	Oui
19.38	323	4500.21	324.88	0.49	0.021	Oui
16.15	323	4500.21	270.73	0.50	0.026	Oui
12.92	323	4500.21	216.58	0.48	0.031	Oui
9.69	323	4500.21	162.44	0.45	0.038	Oui
6.46	323	4500.21	108.29	0.40	0.051	Oui
3.23	323	5264.7	63.34	0.47	0.121	Oui

Tableau IV.20: Vérification l'effet P-Δ sens Y.

Niveau (m)	h_k (cm)	Pk (KN)	Fiy (KN)	Δ_{ky} (cm)	Θ_y	Θ < 0.10
25.84	323	4786.8	501.66	0.01	0.000	OUI
22.61	323	4497.37	412.41	0.01	0.000	OUI
19.38	323	4500.21	353.72	0.02	0.001	OUI
16.15	323	4500.21	294.77	0.02	0.001	OUI
12.92	323	4500.21	235.81	0.03	0.002	OUI
9.69	323	4500.21	176.86	0.03	0.003	OUI
6.46	323	4500.21	117.91	0.04	0.004	OUI
3.23	323	5264.7	68.97	0.04	0.010	OUI

IV. 4.7. *Vérification de cisaillement des éléments : $\tau \leq \overline{\tau}$*

Avec : $\boldsymbol{\tau = \frac{T}{S}}$

On a une fissuration peu nuisible $\overline{\tau} = \boldsymbol{min}(\mathbf{0.2} * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; \mathbf{5\ Mpa})$

8-a. Poutre principal : sous combinaison 1.35G+1.5Q

Section des poutres b*h=**30*40** cm^2

L'effort tranchant max = 123.68 KN

$\boldsymbol{\tau} = \frac{123.68*10^3}{280x390} = 1.13 < 3.33$ ……..$C.V$

8- b. Poutre principal : sous combinaison 1.35G+1.5Q

Section des poutres b*h=**30*35** cm^2

L'effort tranchant max = 79.9 kN

$\boldsymbol{\tau} = \frac{79.9*10^3}{280x330} = 0.86$ MPa < 3.33 …… CV

8- C. Poutres principal : sous combinaison G+Q+E_{dx}

Section des poutres b*h=**30*30**cm^2

L'effort tranchant max = 22.39 kN

$\boldsymbol{\tau} = \frac{22.39*10^3}{280x280} = 0.28$ MPa < 4.35 …… CV

8- C. Poutres principal : sous combinaison G+Q+E_{dx}

Section des poutres b*h=**30*35**cm^2

L'effort tranchant max = 21.38kN

$\boldsymbol{\tau} = \frac{21.38*10^3}{280x330} = 0.23$ MPa < 4.35 …… CV

8- d. Poteaux : sous combinaison 1.35G+1.5Q

- Section des poteaux de rive a la base (50*50)

L'effort normal max a la base = 57.149 KN

$\tau = \frac{57.149\times10^3}{480\times480} = 0.248MPa < 1MPa$ …… CV

- Section des poteaux de rive a la base **(45*45)**

L'effort normal max a la base = 80.991 KN

$$\tau = \frac{80.991\times10^3}{430\times430} = 0.438MPa < 1MPa \dots\dots\dots\dots\dots\dots \; CV$$

Tableau IV.21: Vérification de cisaillement des poutres.

Eléments	section	V_u (KN)	combinaison	τ (Mpa)	$\overline{\tau}$ (Mpa)	Vérification
Poutres principales	30*40	123.68	1.35G+1.5Q	1.13	3.33	$C.V$
	30* 35	79.9	1.35G+1.5Q	0.86	3.33	$C.V$
Poutres secondaires	30* 30	22.39	G+Q+E_{dx}	0.28	4.35	$C.V$
	30* 30	21.38	G+Q+E_{dx}	0.23	4.35	$C.V$

Conclusion :

Dans le cas de R=3.5 les voiles prennent100% de charges horizontale (t), donc les poteaux sont bloqués (prennent 0%) ; pas besoin de vérifier le cisaillement.

- ***Vérification de l'effort normal réduit :***

Les vérifications exprimer par le C.B.A et dans les but d'éviter ou limites le risque de rupture sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcule est limité par la conduction suivent :

$$\nu = \frac{N_d}{B_C\times F_{C28}} \leq 0.3 \quad .$$

Sens *X*:

$$N_d = 1531.296KN.$$

$$\nu = \frac{1531.296\times10^3}{(780\times780)\times25} = 0.1 \leq 0.3 \dots\dots\dots\dots CV$$

Sens *Y*:

$$N_d = 1684.761KN.$$

$$\nu = \frac{1684.761\times10^3}{(780\times780)\times25} = 0.11 \leq 0.3 \dots\dots\dots\dots CV$$

- **BLOC « B » :**

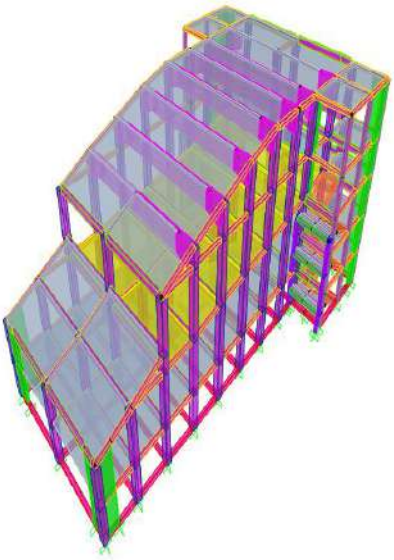


Figure IV.26 : Vue de la Structure en 3D.

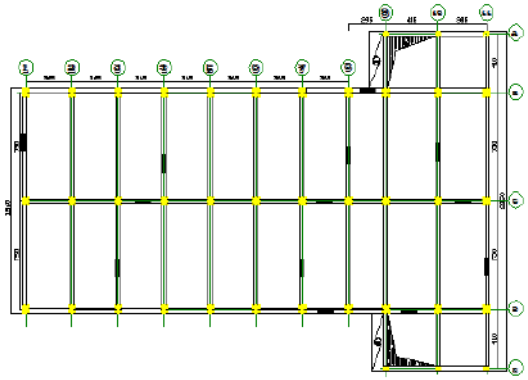


Figure IV.27 : Vue en plan d'étage Courant.

➢ **1ére disposition**

Les modes	1ére mode	2éme mode	3éme mode
Période (sec)	0.45	0.25	0.21

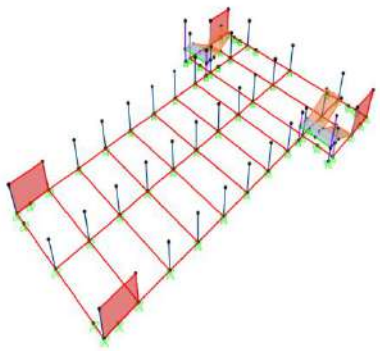


Figure IV.28 :la dispositon des voile .

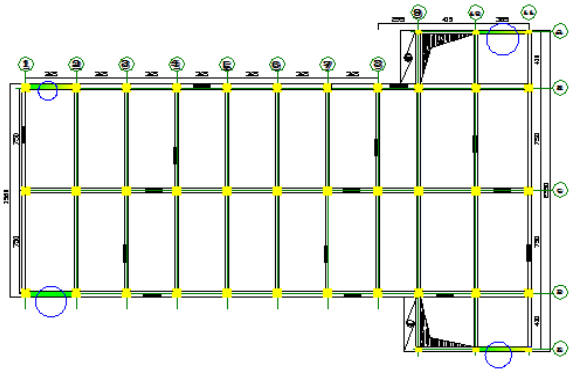


Figure IV.29:la vus en plan .

➢ **2 eme disposition**

Les modes	1ére mode	2éme mode	3éme mode
Période (sec)	0.41	0.24	0.19

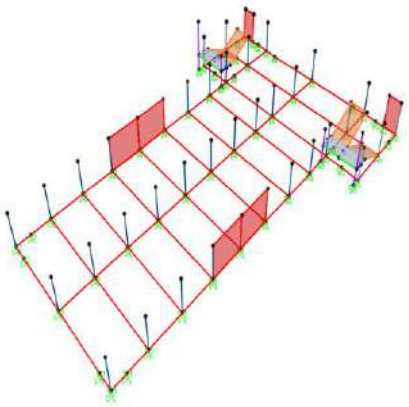


Figure IV.30 :la dispositon des voile .

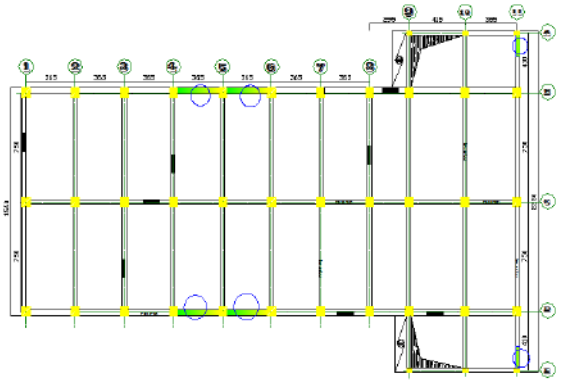


Figure IV.31:la vus en plan .

➢ **3 éme disposition**

Les modes	1ére mode	2éme mode	3éme mode
Période (sec)	0.38	0.36	0.21

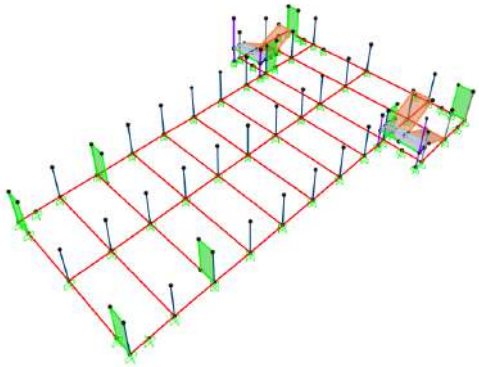


Figure IV.32 :la dispositon des voile .

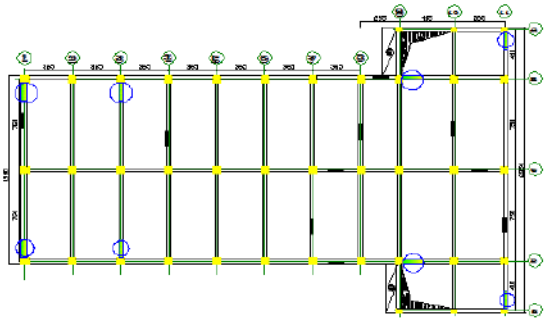
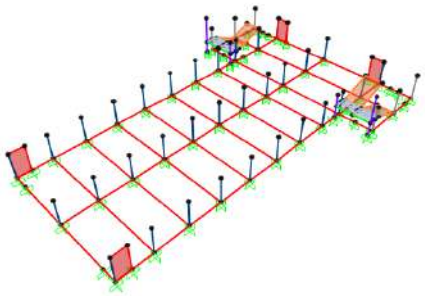


Figure IV.34 :la vus en plan .

➢ **4éme disposition**

Les modes	1ére mode	2éme mode	3éme mode
Période	0.43	0.31	0.30



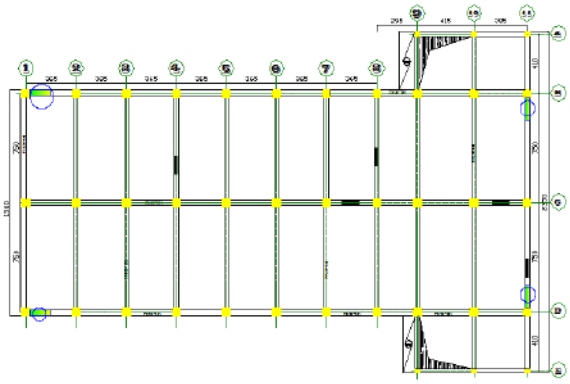
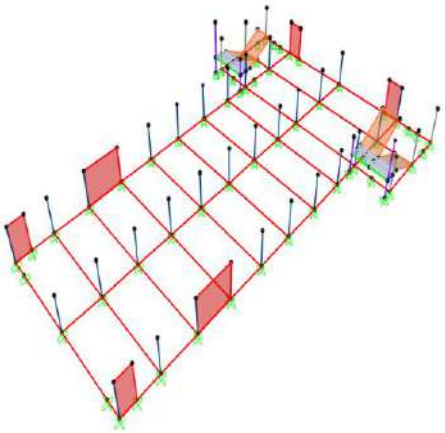


Figure IV.35 :la dispositon des voile .

Figure IV.36 :la vus en plan .

➢ **5éme disposition**

Les modes	1ére mode	2éme mode	3éme mode
période	0.42	0.29	0.27



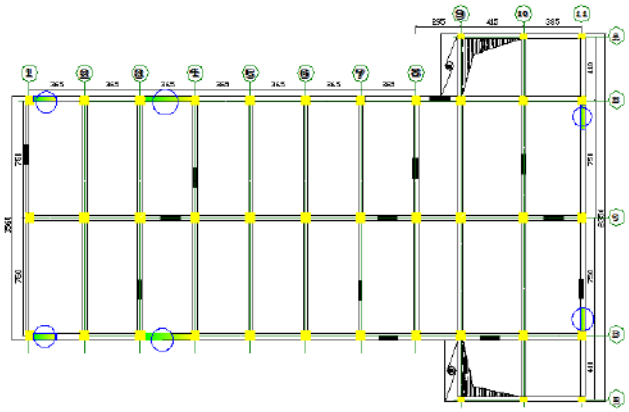


Figure IV.37:la dispositon des voile .

Figure IV.38 :la vus en plan .

➢ **6éme disposition**

Les modes	1ére mode	2éme mode	3éme mode
période	0.42	0.29	0.25

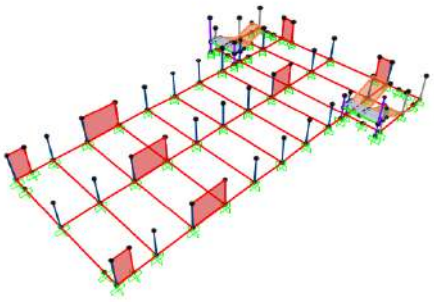


Figure IV.39 : la dispositon des voile .

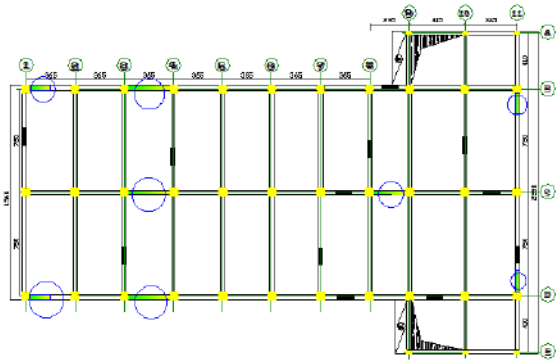


Figure IV. IV.40 :la vus en plan .

➢ **7éme disposition**

Les modes	1ére mode	2éme mode	3éme mode
période	0.42	0.29	0.25

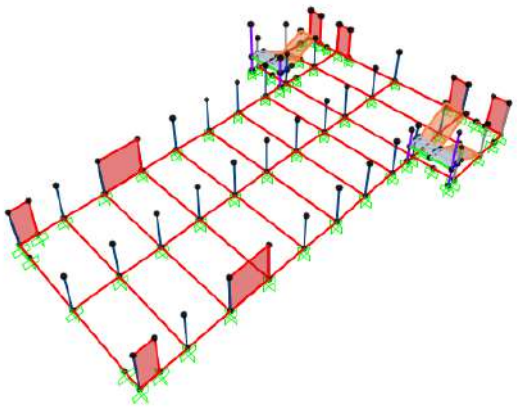


Figure IV.41 :la dispositon des voile .

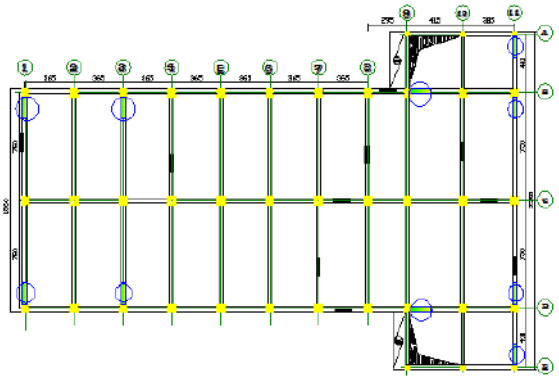


Figure IV. IV.42 :la vus en plan .

➢ **Disposition finale :**

Les modes	1ére mode	2éme mode	3éme mode
période	0.37	0.29	0.19

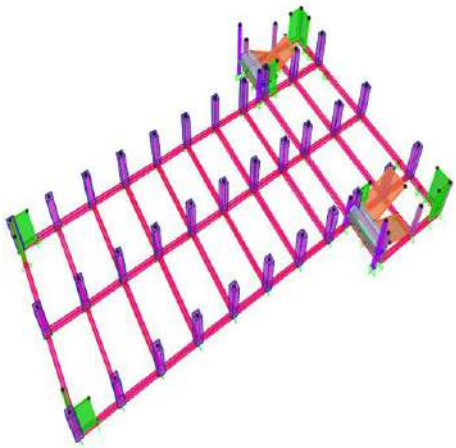


Figure IV.43 :la dispositon des voile .

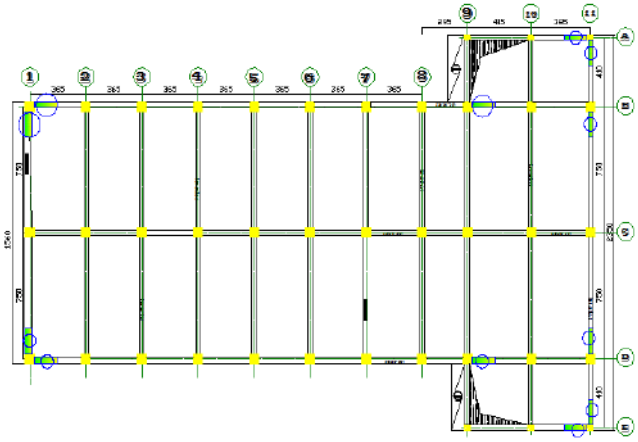


Figure IV.44 :la vus en plan .

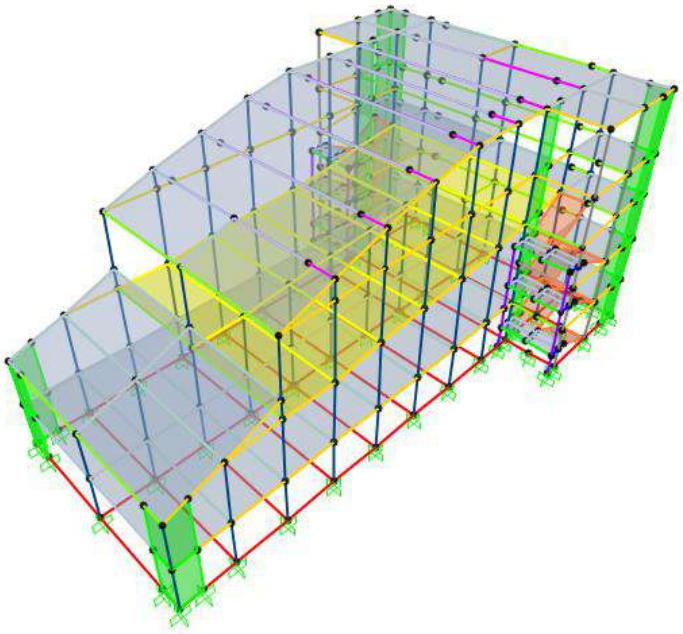


Figure IV. 45 : disposition des voiles en 3D.

IV.2.1. Centre de masse :

Tableau IV.22 : Calcul du centre de Masse.

Diaphragme N°	Niveau (m)	$\sum W_i$ (kN)	$\sum W_i*X_i$	$\sum W_i*Y_i$	X_G (m)	Y_G (m)
DIAPH 1	3.4	9935.41	198509.49	114455.92	19.98	11.52
DIAPH 2	6.9	1042.58	35207.93	11989.67	33.77	11.50
DIAPH 3	10.54	11811.79	248047.59	136898.65	21.00	11.59
DIAPH 4	13.6	1557.20	37108.07	16833.33	23.83	10.81
DIAPH 5	17.98	5784.04	132975.08	66516.46	22.99	11.50

IV.2.2. Centre de torsion :

Tableau IV.23 : Calcul du centre de torsions.

		Inertie et centre d'inertie					
Diaphragme N°	Niveau (m)	$\sum I_{xi}$ (m4)	$\sum I_{yi}$ (m4)	$\sum I_x*Y_i$	$\sum I_y*X_i$	X_R (m)	Y_R (m)
DIAPH 1	3.4	0.4020	0.7025	4.23	14.015	19.95	11.50
DIAPH 2	6.9	0.2101	0.1906	2.416	6.293	33.02	11.50
DIAPH 3	10.54	0.4020	0.7025	4.623	14.015	19.95	11.50
DIAPH 4	13.6	0.2656	0.4125	3.054	10.407	25.35	11.50
DIAPH 5	17.98	0.2528	0.3613	2.907	9.849	27.26	11.50

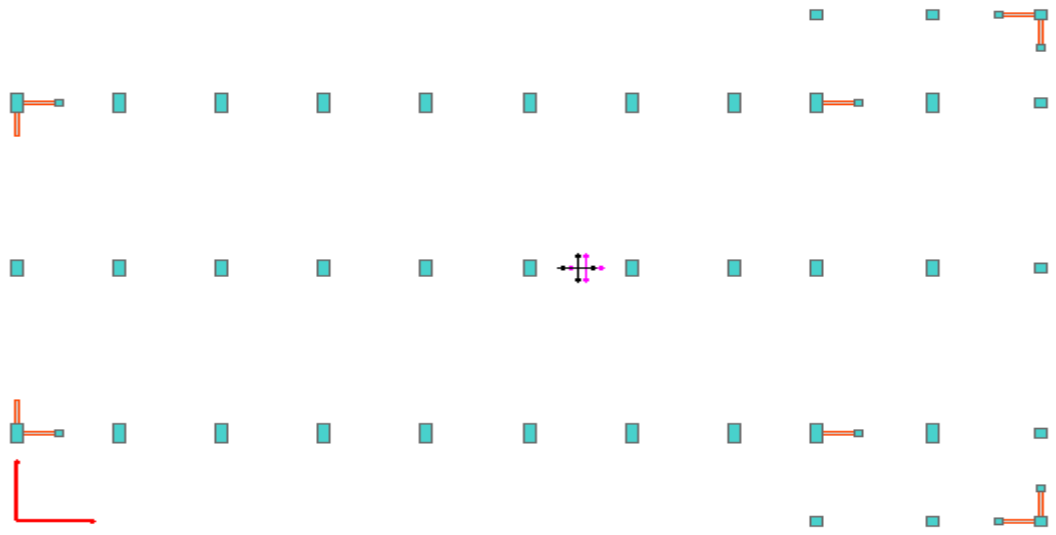


Figure IV.46 : la disposition du centre de masse et centre de torsion.

IV.2.3.Excentricité

IV.2.3.1.Excentricité théorique (statique)

Tableau IV.24 : Calcul de l'excentricité théorique.

Niveau (m)	Direction X			Direction Y		
	X_G (m)	X_R (m)	$Ex_{théorie}$(m)	Y_G (m)	Y_R (m)	$Ey_{théorie}$(m)
3.4	19.98	19.95	0.03	11.52	11.50	0.02
6.9	33.77	33.02	0.75	11.50	11.50	0.00
10.54	21.00	19.95	1.05	11.59	11.50	0.09
13.6	23.83	25.35	1.52	10.81	11.50	0.69
17.98	22.99	27.26	4.27	11.50	11.50	0.00

IV.2.4.2. Excentricité accidentelle : *[RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]*

Tableau IV.25: Calcul de l'excentricité accidentelle.

Niveau (m)	L_x (m)	L_y (m)	E_x (m)	E_y (m)
3.4	36.50	23.00	1.825	1.15
6.9	36.50	23.00	1.825	1.15
10.54	36.50	23.00	1.825	1.15
13.6	36.50	23.00	1.825	1.15
17.98	36.50	23.00	1.825	1.15

Tableaux IV.26 : centre de torsion.

Niveau (m)	Direction X			Direction Y		
	X_G(m)	X_R(m)	$E_{X\ thé}$	Y_G(m)	Y_R(m)	$E_{Y\ thé}$
3.4	19.98	19.95	0.03	11.52	11.50	0.02
6.9	33.77	33.02	0.75	11.50	11.50	0.00
10.54	21.00	19.95	1.05	11.59	11.50	0.09
13.6	23.83	25.35	1.52	10.81	11.50	0.69
17.98	22.99	27.26	4.27	11.50	11.50	0.00

Tableau IV.27 : Justification du coefficient de comportement R.

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids N_z (%)	N_z /Poteaux (%)	N_z /Voiles (%)	Effort tranchant T_x (%)	T_x/Poteaux (%)	T_x /Voiles (%)
A_ DIAPH_ 17.98	100	95.081	4.919	100	0	100
B_ DIAPH_ 13.6	100	98.676	1.324	100	0	100
C_ DIAPH_ 10.54	100	98.605	1.395	100	0	100
D_ DIAPH_ 6.9	100	89.733	10.267	100	0	100
E_ DIAPH_ 3.4	100	96.130	3.870	100	0	100

Tableau IV.28: détermination du facteur de qualité Q.

Critère « q »	P_q	
	Observer	N /observer
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
Redondance en plan	0	0.05
Régularité en plan	0	0 .05
Régularité en élévation	0	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q = 1 + \sum P_q = 1.3$$

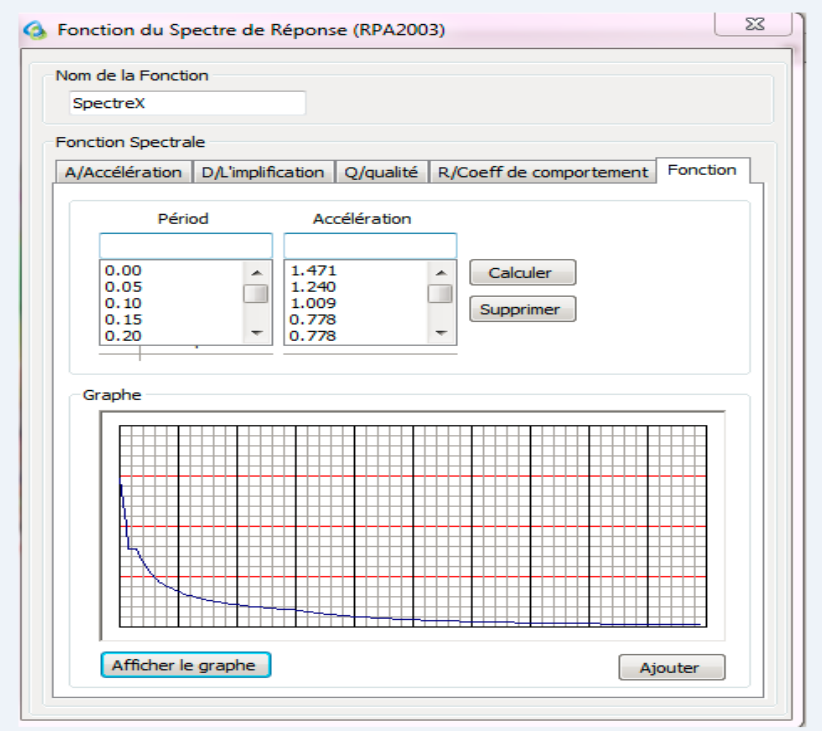
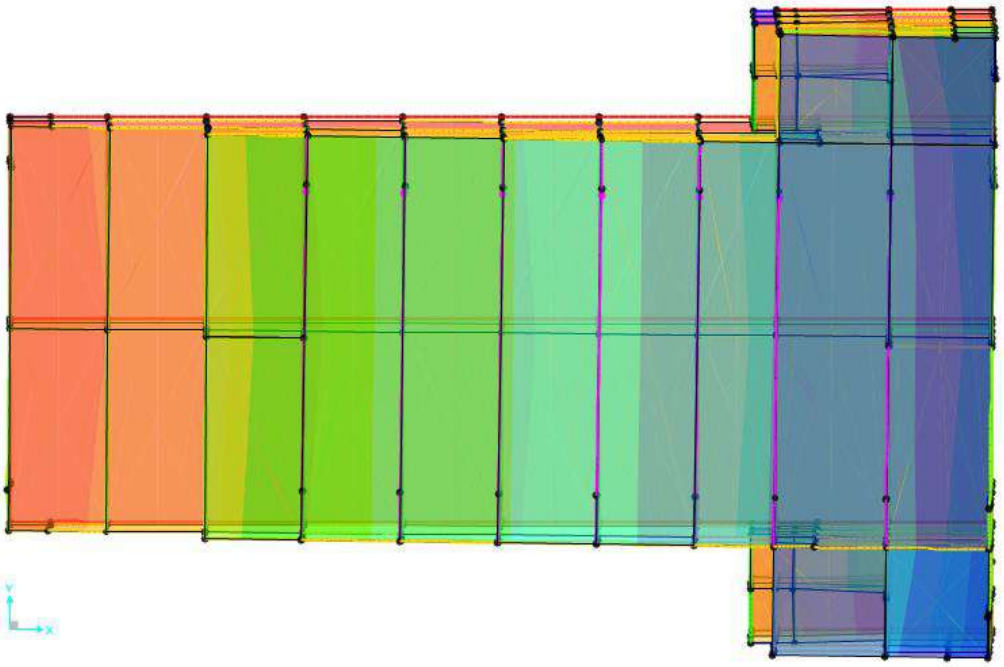


Figure IV. 47: Spectre de réponse.

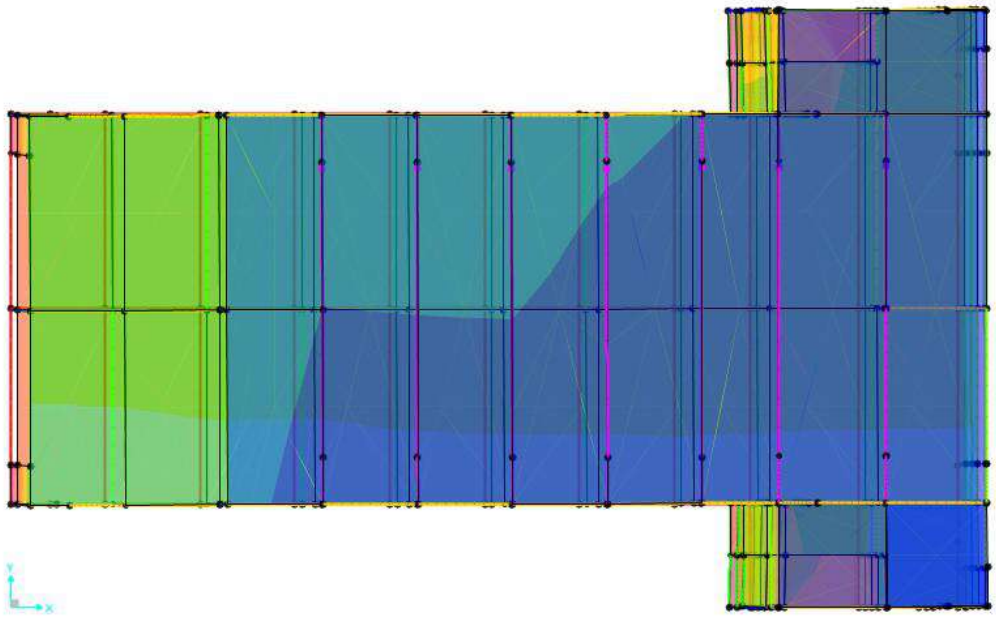
IV.3. Résultats de l'analyse dynamique :

IV.3.1. Vérification de comportement :

- **1^{ére}mode translation suivant l'axe Y : → T_1=0 .37(s)**



➢ **2éme mode translation suivant l'axe X : → T_2=0.27(s)**



➢ **3éme mode rotation autoure de l'axe Z : → T_2=0.19 (s)**

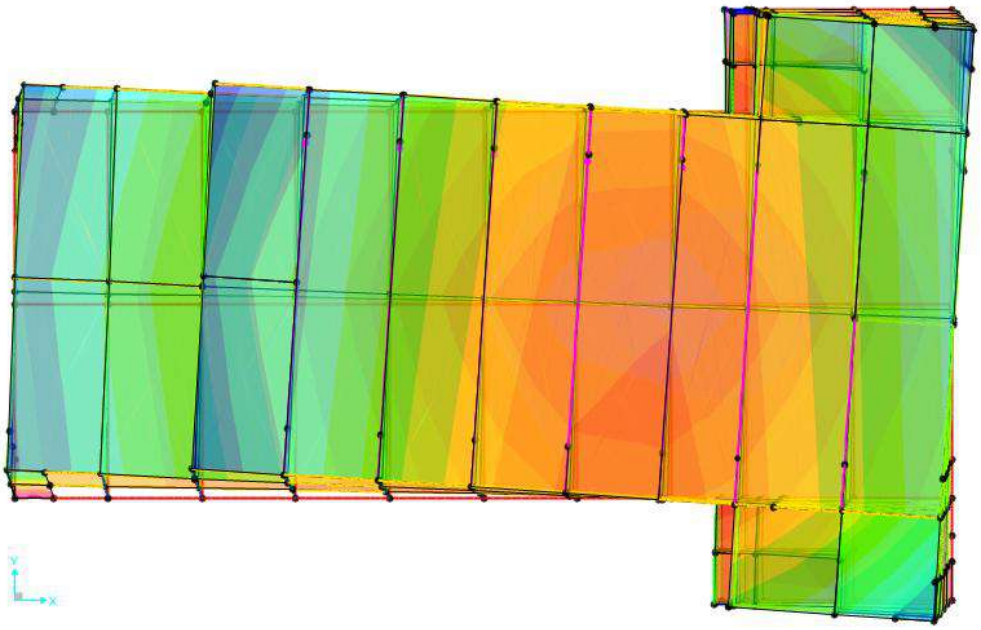


Figure IV. 48 : Le comportement de la disposition des 3 modes.

Tableau IV.29 : Le comportement des trois premiers modes.

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation suivant l'axe X	translation suivant l'axe Y	rotation autour de l'axe z

IV. 3.2. Vérification de participation massique :

La structure atteindre de plus de **90**% de masse participe dans les deux directions aux **9^{éme} mode** avec un temps **T=1.39 (s).**

Tableau IV.30 : Coefficient de participation massique.

Mode	Période (s)	masses modales effectives	
		Sens X	Sens Y
1	0.369949	5.99507	0,66695
2	0.2745	0.78052	0,66695
3	0.20878	0.78052	0,72573
4	0.14328	0.78052	0,87445
5	0.102623	0.83153	0,87448
6	0.101538	0.87579	0,87455
7	0.069502	0.87579	0,97464
8	0.061285	0.87945	0,97464
9	0.059063	0.90618	0,97464
10	0.058557	0.90634	0,97485

IV.3.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismique à la base Ed_x 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 ***[RPA99version 2003Art4. 3.6]*** Donc il faut vérifier que $\frac{Ed_x}{v_{sx}} \geq 0{,}8$.

D_x = 1.748

D_y = 1.49

b. Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003 Art 4.2.3] :

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

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$
$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

Tel que :

- **A :** coefficient d'accélération de zone

  A = 0,12

- **D :** facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

T2 = 0,30 s, tableau 4.7 (avec site S1).

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0,882

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$T = 0{,}09h_n / \sqrt{D}$ [RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

R : coefficient de comportement global de la structure

R= 3.5

Q : facteur de qualité

Q_x=1.748 ; **Q_y=1.498**

W : poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β = 0.2 …….. **Tableau (4.5)**

Poids de la structure W= 40586.52 KN

Tableau IV.31: calcule de la force sismique.

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	∑Wi (KN)	V_x (KN)	V_y (KN)
0.12	1.2	1.25	3.5	1.748	1.498	34352.463	2470.55	2193.65

Tableau IV.32 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcule.

	V_s (kN)	E d_x (kN)	0.8*V_S	E $d_x \geq 0.8*V_S$
X	2470.55	2109.456	1976.44	OUI
Y	2193.65	1894.62	1754.92	OUI

Conclusion *:* Les deux directions et vérifier.

IV.3.4.Vérification de la stabilité au renversement

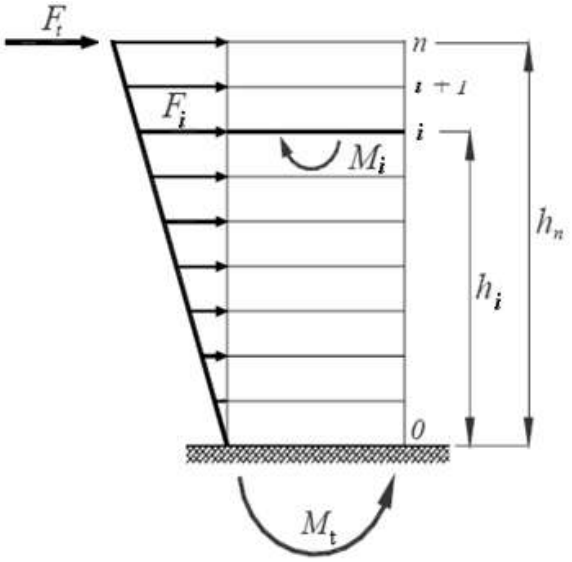


Figure IV.49: Les forces agissent sur la stabilité au renversement.

$$\frac{M_{sx}}{M_{RY}} = \frac{655461.54}{26372.83} = 24.85 \geq 1.5 \ldots\ldots\ldots CV$$

$$\frac{M_{sY}}{M_{RX}} = \frac{348107.98}{23696.93} = 14.69 \geq 1.5 \ldots\ldots\ldots CV$$

Les deux structure est plus stable vis-à-vis le reversement dans les deux directions x et y.

♦ **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :**

[Art 4.2.5]

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) \times V$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \leq 0{,}25V & \text{si } T \geq 0{,}7\,s \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,s \end{cases}$$

On a :

- $T_X = 0,37s \rightarrow F_t = 0$
- $T_Y = 0,29s \rightarrow F_t = 0$

Donc :

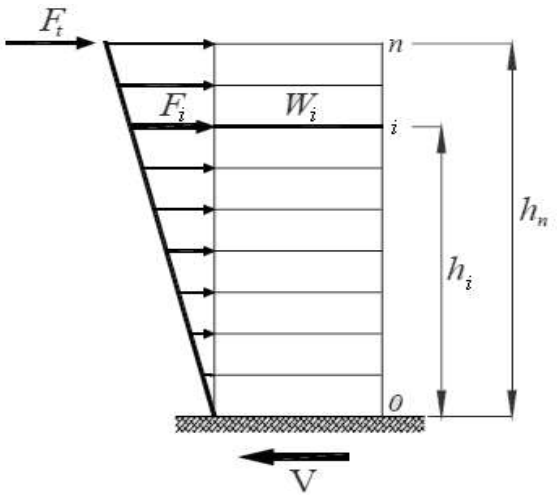


Figure IV. 50 : Distribution des forces sismiques.

V_X =2109.45 KN

Tableau IV.33 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X.

h_i (m)	W_i (KN)	$W_i * h_i$	F_{ix} (KN)
3.4	9967.9	33890.86	245.00
6.9	1064.47	7344.84	53.10
10.54	11843.81	124833.76	902.45
13.6	1580.01	21488.14	155.34
17.98	5797.47	104238.51	753.56
Somme		291796.11	2109.45

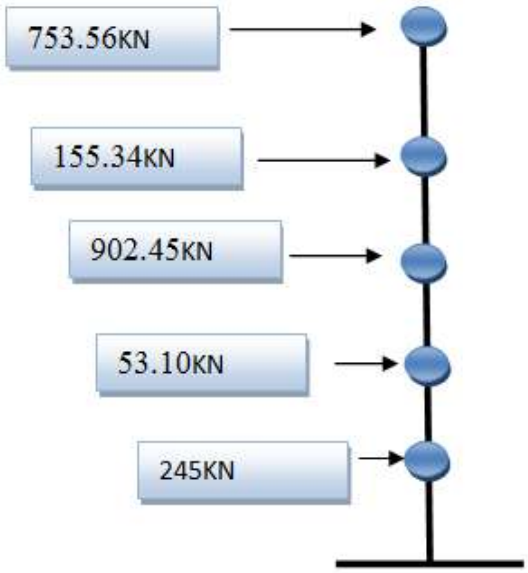


Figure IV. 51: Concentration des forces sismiques aux étages suivant

V_Y=1894.62 KN

Tableau IV.34 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y.

h_i (m)	W_i (kN)	W_i*h_i	F_{iy} (kN)
3.4	9967.9	33890.86	220.05
6.9	1064.47	7344.84	47.69
10.54	11843.81	124833.76	810.54
13.6	1580.01	21488.14	139.52
17.98	5797.47	104238.51	676.82
Somme		291796.11	1894.62

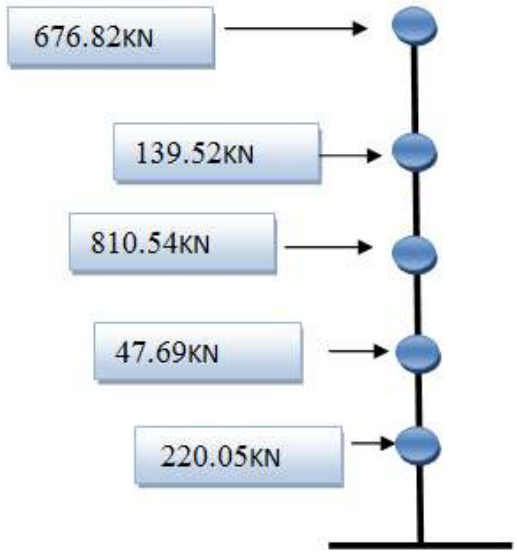


Figure IV. 52: Concentration des forces sismiques aux étages suivant

- **Moment de renversement :**

Tableau IV.35 : calcul du moment de renversement.

h_i (m)	F_{ix} (kN)	F_{iy} (kN)	M_o xi (KN.m)	M_o yi (KN.m)
3.4	245.00	220.05	833.01	748.18
6.9	53.10	47.69	366.37	329.06
10.54	902.45	810.54	9511.79	8543.10
13.6	155.34	139.52	2112.65	1897.49
17.98	753.56	676.82	13549.01	12169.16
$\sum M_0$			**26372.84**	**23686.98**

Tableau IV.36: calcul du moment stabilisant.

Niveau (m)	W_i (kN)	X_G (m)	Y_G (m)	M_t xi (KN.m)	M_t yi (KN.m)
3.4	9967.9	19.98	11.52	199358.00	114830.21
6.9	1064.47	33.77	11.50	35989.73	12241.41
10.54	11843.81	21.00	11.59	248720.01	137269.76
13.6	1580.01	23.83	10.81	37936.04	17095.71
17.98	5797.47	22.99	11.50	133457.76	66670.91
$\sum M_t$		**655461.54**		**348107.98**	

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

Tableau IV.37 : Vérification de stabilisation.

$M_t$xi (KN.m)	$M_t$yi (KN.m)	$M_o$xi (KN.m)	$M_o$yi (KN.m)	$M_t$xi/$M_o$xi	$M_t$yi/$M_o$yi	$M_t/M_o \geq 1.5$	$M_t/M_0 \geq 1.5$
655461.54	348107.98	26372.84	23686.98	24.85	146.94	oui	oui

Tableau IV.38 : Vérification des déplacements inter-étages sens x.

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
3.4	0.00	0.00	-0.19	3.4	OUI
6.9	0.17	0.59	0.59	3.5	OUI
10.54	0.11	0.39	-0.20	3.64	OUI
13.6	0.24	0.85	0.46	3.06	OUI
17.98	0.22	0.78	-0.07	4.38	OUI

Tableau IV.39: Vérification des déplacements inter-étages sens Y.

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
3.4	0.00	0.00	-0.24	3.4	OUI
6.9	0.31	1.08	1.08	3.5	OUI
10.54	0.19	0.65	-0.43	3.64	OUI
13.6	0.51	1.79	1.14	3.06	OUI
17.98	0.41	1.45	-0.34	4.38	OUI

-Vérification du déplacement en tête :

Les déplacements théoriques

X=0.24cm Y= 0 .55 cm

Les déplacements réels :

X=0.24*3.5=0.84 cm Y= 0.55*3.5=1.925 cm

Le déplacement admissible :

$X = \frac{H}{250} = \frac{1798}{250} = 7.19\ cm$

Donc les déplacements en tête sont vérifiés

IV. 3.5. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet **P-Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$\theta = P_k \Delta_k / Vk * h_k \leq 0.10$

- $\mathbf{P_k}$: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- $\mathbf{V_k}$: effort tranchant d'étage au niveau "k".
- $\mathbf{\Delta_k}$ **:** déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- $\mathbf{h_k}$: hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10 < \theta \leq 0.20$, Les effets **P-Δ** peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1-\theta_K)}$$

Si $\theta > 0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.40: Vérification l'effet P-Δ sens X.

Niveau (m)	h_k	P_k (KN)	Fix (kN)	Δ_{kx} (cm)	Θ_x	Θ<0.10
3.4	0	9967.9	245.00	-0.19	0	Oui
6.9	350	1064.47	53.10	0.59	0.03	Oui
10.54	364	11843.81	902.45	-0.20	-0.01	Oui
13.6	306	1580.01	155.34	0.46	0.02	Oui
17.98	438	5797.47	753.56	-0.07	0.00	Oui

Tableau IV.41 : Vérification l'effet P-Δ sens Y.

Niveau (m)	h_k	P_k (KN)	Fiy (kN)	Δ_{ky} (cm)	Θ_y	Θ<0.10
3.4	0	9967.9	220.05	-0.24	0	Oui
6.9	350	1064.47	47.69	1.08	0.07	Oui
10.54	364	11843.81	810.54	-0.43	-0.02	Oui
13.6	306	1580.01	139.52	1.14	0.04	Oui
17.98	438	5797.47	676.82	-0.34	-0.01	Oui

IV. 3.6. *Vérification de cisaillement des* éléments :

$$\boldsymbol{\tau \leq \overline{\tau}}$$

Avec : $\boldsymbol{\tau = \frac{T}{S}}$

On a une fissuration peu nuisible $\boldsymbol{\overline{\tau} = min(0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\ Mpa)}$

8-a- Poutre principal : sous combinaison 1.35G+1.5Q

Section des poutres b*h=**30*60** cm^2

L'effort tranchant max = 230.940 KN

$$\boldsymbol{\tau} = \frac{230.940*10^3}{300x575} = 1.33 < 3.33 \ \ldots\ldots\ldots..CV$$

8- b- Poutres secondaires : sous combinaison G+Q+Edx

Section des poutres b*h=**30*30** cm^2

L'effort tranchant max = 43.219 kN

$$\boldsymbol{\tau} = \frac{43.219*10^3}{300x275} = 0.52 \text{ MPa} < 4.35 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \ CV$$

8-c- Poutre inclinée : sous combinaison G+Q+Edx

Section des poutres **b*h=30* 30 cm^2**

L'effort tranchant max = **124.052**KN

$$\boldsymbol{\tau = 1.5} < 4.35 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots..CV$$

8- d -les poteaux : sous combinaison G+Q+Edx

Sens -X :

- Section des poteaux a la base **80× 40**

L'effort normal max a la base = 80.741 KN

$$\tau = \frac{80.741\times10^3}{800\times375} = 0.27MPa < 1.87MPa \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots.. \ CV$$

- Section des poteaux a la base **40× 40**

L'effort normal max a la base = 17.528 KN

$$\tau = \frac{17.528\times10^3}{400\times375} = 0.12MPa < 1.87MPa \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots.. \ CV$$

Sens-Y :

- Section des poteaux a la base **80× 40**

L'effort normal max a la base = 68.052 KN

$$\tau = \frac{68.052\times10^3}{800\times375} = 0.23MPa < 1MPa \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots.. \ CV$$

- Section des poteaux a la base **40× 40**

L'effort normal max a la base = 33.831 KN

$$\tau = \frac{68.052\times10^3}{400\times375} = 0.22MPa < 1.87MPa \dots\dots\dots\dots\dots\dots \; CV$$

Tableau IV.42: Vérification de cisaillement des poutres.

Eléments	section	V_u (kN)	combinaison	τ (Mpa)	$\overline{\tau}$ (Mpa)	Vérification
Poutres principales	30*60	239.750	***1.35G+1.5Q***	1.39	3.33	***C.V***
Poutres secondaires	30* 30	85.20	***G+Q+E_{dx}***	0.87	4.35	***C.V***
Poutre incliné	30*30	124.052	***G+Q+E_{dx}***	1.5	4.35	***C.V***

Conclusion :

Dans le cas de R=3.5 les voiles prennent100% de charges horizontale (t), donc les poteaux sont bloqués (prennent 0%) ; pas besoin de vérifier le cisaillement.

- ***Vérification de l'effort normal réduit :***

Les vérifications exprimer par le C.B.A et dans les but d'éviter ou limites le risque de rupture sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcule est limité par la conduction suivent :

$$\nu = \frac{N_d}{B_C\times F_{C28}} \leq 0.3 \quad .$$

Sens *X*:

$$N_d = 1164.815KN.$$

$$\nu = \frac{1164.815\times10^3}{(780\times380)\times25} = 0.16 \leq 0.3 \dots\dots\dots\dots CV$$

Sens *Y*:

$$N_d = 1096.012KN.$$

$$\nu = \frac{1096.012\times10^3}{(780\times380)\times25} = 0.16 \leq 0.3 \dots\dots\dots\dots CV$$

V.1 Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **C.B.A93** et **R.P.A.99** version **2003**.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- les combinaisons données par les règles du **C.B.A 93** :
  - ✓ E.L.U :1,35G +1,5Q et G +Q ± E
  - ✓ E.L.S G + Q

- les combinaisons données par les règles du R.P.A99 version 2003 :
  - ✓ G +Q ± E
  - ✓ 0,8 G ± E

Avec :

- **G** : charges permanentes.
- **Q** : charges d'exploitations.
- **E** : charges sismiques.

V.2. Ferraillage des poutres :

V.2.1. Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux *situations :*

Tableau V.1 : Les données de calcul.

situation durable		**situation accidentelle**	
Béton	**Acier**	**Béton**	**Acier**
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 Mpa	FeE 400	σ_b =25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	$\overline{\sigma_s} = 348Mpa$	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	$\overline{\sigma_s} = 400Mpa$

- **BLOC « A » :**

V.2.2. Recommandations du R.P.A99 :

V.2.2.a. Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
  - ✓ $A_{s_{min}}$ =0.5% (bxh) =0.005x (30*40) =$6cm^2$.
  - ✓ $A_{s_{min}}$ =0.5% (bxh) =0.005x (30*35) =$5.25cm^2$.
  - ✓ $A_{s_{min}}$ =0.5% (bxh) =0.005x (30*30) =$4.5cm^2$.
  - ✓ $A_{s_{min}}$ =0.5% (bxh) =0.005x (30*35) =$5.25cm^2$.

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en Zone courante.
  - 6% en Zone nodale.

Poutre de section (30× 30) :

$$\begin{cases} 4\% \text{ en Zone courante} \\ 6\% \text{ en Zone nodale} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_S^{max} = 0.04 \times (30 \times 30) = 36cm^2 \\ A_S^{max} = 0.06 \times (30 \times 30) = 54cm^2 \end{cases}$$

Poutre de section (30× 40) :

$$\begin{cases} 4\% \text{ en Zone courante} \\ 6\% \text{ en Zone nodale} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_S^{max} = 0.04 \times (30 \times 40) = 48cm^2 \\ A_S^{max} = 0.06 \times (30 \times 40) = 72cm^2 \end{cases}$$

Poutre de section (30× 35) :

$$\begin{cases} 4\% \text{ en Zone courante} \\ 6\% \text{ en Zone nodale} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_S^{max} = 0.04 \times (30 \times 35) = 42cm^2 \\ A_S^{max} = 0.06 \times (30 \times 35) = 63cm^2 \end{cases}$$

- Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40 ϕ en Zone I.

V.2.2.b. Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales est donnée par : **At** =0 ,003. St .b.

b : largeur de la poutre.

St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

- St ≤ h/2 en Zone courante.
- St ≤min (h/4 ; 12ϕ) en zone nodale.

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les tableaux suivants :

➢ **Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires :**

Tableau V.2: Ferraillage longitudinal des poutres principales.

	niveau	Section	Position	Mu (KN.m)	axes	Combinaison	A calcul (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	A choisies (cm^2)	
Intermédiaire	Terrasse	30*40	Travée	59.291	12	1.35G+1.5Q	4.8	6	6HA12	6.8
			Appui	95.663	Axe F	1.35G+1.5Q	8	6	3HA14 +3HA12	8.01
	Etages	30*40	Travée	56.403	Axe H	1.35G+1.5Q	4.6	6	6HA12	6.8
			Appuis	102.074	Axe H	1.35G+1.5Q	8.6	6	3HA14 +3HA14	9.24
Rive	Etages	30*40	Travée	26.374	Axe F	1.35G+1.5Q	2.1	6	6HA12	6.8
			Appui	55.531	Axe E	1.35G+1.5Q	4.5	6	6HA12	6.8

Tableau V.3: Ferraillage longitudinal des poutres principales.

	niveau	Section	Position	Mu (KN.m)	files	Combinaison	A calcul (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	A choisies (cm^2)	
Intermédiai	Etages	30*35	Travée	26.329	7	1.35G+1.5Q	2.4	5.25	5HA12	5.65
			Appuis	51.828	7	1.35G+1.5Q	4.9	5.25	5HA12	5.65

Commentaire :

On choisie le ferraillage 5T12 au niveau étage selon leur moment M_{max} ,donc le ferraillage de ce lui-ci est fait pour les cas le plus défavorable

Tableau V.4 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires.

Niveau	Section	Position	Mu (KN.m)	axes	Combinaison	A calcule (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	A choisies (cm^2)	
Terrasse	30*30	Travée	14.446	C	G+Q+Edx	1.6	4.5	5HA12	5.65
		Appui	41.555	C	G+Q+Edx	4.7	4.5	5HA12	5.65

Commentaire :

On choisie le ferraillage 5T12 au niveau terrasse selon leur moment M_{max} ,donc le ferraillage de ce lui-ci est fait pour les cas le plus défavorable .

Tableau V.5: Ferraillage longitudinal des poutres secondaires.

Niveau	Section	Position	Mu (KN.m)	files	Combinaison	A calcule (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	A choisies (cm^2)	
Terrasse	30*35	Travée	6.766	File 3	G+Q+Ed_y	1.1	5.25	5HA12	5.65
		Appui	31.878	File 3	G+Q+Ed_x	2.9	5.25	5HA12	5.65

Tableaux V.6 : ferraillage longitudinales des chainages.

	Niveau	Section	Position	Mu (KN.m)	axes	Combinaison	A calcul (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	A choisies (cm^2)	
Rive	Terrasse	30*30	Travée	19.70	H	0.8G+Ed_x	2.1	4.5	3HA14	4.62
			Appui	23.80	H	G+Q+Ed_x	2.6	4.5	3HA14	4.62

Commentaire :

On choisie le ferraillage 3T14 au niveau terrasse selon leur moment M_{max} ,donc le ferraillage de ce lui-ci est fait pour les cas le plus défavorable .

V.2.3. 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 fc_{28}=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 ((2/3)*Fe ; 110 $\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 Mpa et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$.

*Tableau V.7: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales (30*40).*

	Niveau	Section (cm^2)	Position	$M_{ser\ max}$ (KN.m)	combinaison	A_{adopte} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermédiaire	Terrasse	30*40	Travée	43.318	G+Q	6.8	6.7	191.9	Oui
			Appui	69.923	G+Q	8.01	9.9	235.2	Non
	Etages	30*40	Travée	40.952	G+Q	6.8	6.4	181.4	Oui
			Appui	74.113	G+Q	9.24	10.4	249.3	non
Rive	Terrasse	30*40	Travée	21.061	G+Q	6.8	3.3	93.3	Oui
			Appui	35.696	G+Q	6.8	5.5	158.2	
	Etages	30*40	Travée	19.284	G+Q	6.8	3	85.4	Oui
			Appui	40.594	G+Q	6.8	6.3	179.9	

*Tableau V.8 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales (30*35).*

	Niveau	section (cm^2)	Position	$M_{ser\ max}$ (KN.m)	combinaison	A_{adopte} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermédiaire	Terrasse	30* 35	Travée	18.013	G+Q	5.65	3.8	110.6	Oui
			Appui	31.911	G+Q	5.65	6.7	194.3	
	Etages	30* 35	Travée	19.158	G+Q	5.65	4	116.6	Oui
			Appui	37.726	G+Q	5.65	7.9	229.7	
Rive	Terrasse	30* 35	Travée	10.395	G+Q	5.65	1.5	17.1	Oui
			Appui	21.192	G+Q	5.65	4.4	129	
	Etages	30* 35	Travée	11.153	G+Q	5.65	1.6	18.4	Oui
			Appui	21.656	G+Q	**5.65**	4.5	131.9	

Tableau V.9: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaire (30 30).*

	Niveau	Section (cm^2)	Position	$M_{ser\ max}$ (KN.m)	combinaison	A_{adopte} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermédiaire	Terrasse	30* 30	Travée	11.135	G+Q	5.65	3.1	80.8	Oui
			Appui	37.355	G+Q	5.65	10.3	271.1	non
	Etages	30* 30	Travée	4.079	G+Q	5.65	0.8	8.6	Oui
			Appui	11.186	G+Q	5.65	3.1	81.2	
Rive	Terrasse	30* 30	Travée	2.585	G+Q	5.65	0.5	5.5	Oui
			Appui	7.853	G+Q	5.65	1.6	16.6	
	Etages	30* 30	Travée	2.808	G+Q	5.65	0.6	5.9	Oui
			Appui	8.534	G+Q	**5.65**	1.7	18.1	

❖ ***Remarque*** *:* On à des cas de la contraint normale σ_s supérieure à la contraint admissible donc en doit refaire le ferraillage à L'ELU.

Tableau V.10: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaire (30 35).*

	Niveau	Section (cm^2)	Position	$M_{ser\ max}$ (KN.m)	combinaison	A_{adopte} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermédiaire	Terrasse	30* 35	Travée	5.981	G+Q	5.65	0.9	9.8	Oui
			Appui	29.621	G+Q	5.65	6.2	180.3	
	Etages	30* 35	Travée	5.891	G+Q	5.65	0.9	9.7	Oui
			Appui	23.373	G+Q	5.65	4.9	142.3	
Rive	Terrasse	30* 35	Travée	4.674	G+Q	5.65	0.7	7.7	Oui
			Appui	9.487	G+Q	5.65	1.4	15.6	
	Etages	30* 35	Travée	4.741	G+Q	5.65	0.7	7.8	Oui
			appuis	9.697	G+Q	**5.65**	1.4	16.0	

*Tableau V.11 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres Chainages (30*30).*

	Niveau	Section (cm^2)	Position	$M_{ser\ max}$ (KN.m)	combinaison	A_{adopte} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Rive	Terrasse	30*30	Travée	9.88	G+Q	4.62	3	89.7	Oui
			Appui	13.61	G+Q	4.62	4.1	123.6	
	Etages	30* 30	Travée	14.27	G+Q	4.62	4.3	129.6	Oui
			Appui	1723	G+Q	4.62	5.2	155.8	

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

Il faut vérifier que :

- $A_{tendue} \geq A_{min\ CBA}$
- $A_{Travée} \geq A_{min\ RPA}$ et $A_{Travée} \leq A_{max\ RPA}$
- $A_{appui} \geq A_{min\ RPA}$ et $A_{appui} \leq A_{max\ RPA}$

Tableau V.12: vérification de ferraillage des poutres principales (30*40) avec les règlements.

	Niveau	Section (cm^2)	Position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} (CBA93)=1.2 (cm^2)	A_{min} (RPA99)=6(cm^2)
Poutre intermédiaire	Terrasse	30*40	Travée	6.8	C.V	C.V
			Appui	8.01	C.V	C.V
	Etages	30*40	Travée	6.8	C.V	C.V
			Appui	9.24	C.V	C.V
Poutre de rive	Terrasse	30*40	Travée	6.8	C.V	C.V
			Appui	6.8	C.V	C.V
	Etages	30*40	Travée	6.8	C.V	C.V
			Appui	6.8	C.V	C.V

Tableau V.13: vérification de ferraillage des poutres principales (30* 35) avec les règlements.

	Niveau	section	Position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min}(CBA93)=1.5 (cm^2)	A_{min} (RPA99)=5.25 (cm^2)
Poutre intermédiaire	Terrasse	30* 35	Travée	5.65	C.V	C.V
			Appui	5.65	C.V	C.V
	Etages	30* 35	Travée	5.65	C.V	C.V
			Appui	5.65	C.V	C.V
Poutre de rive	Terrasse	30* 35	Travée	5.65	C.V	C.V
			Appui	5.65	C.V	C.V
	Etages	30* 35	Travée	5.65	C.V	C.V
			Appui	5.65	C.V	C.V

Tableau V.14: vérification de ferraillage des poutres secondaire (30 30) avec les règlements.*

	Niveau	Section (cm^2)	Position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} (CBA93)=0.9 (cm^2)	A_{min} (RPA99)=4.5 (cm^2)
Poutre intermédiaire	Terrasse	30* 30	Travée	4.62	C.V	C.V
			Appui	4.62	C.V	C.V
	Etages	30* 30	Travée	4.62	C.V	C.V
			Appui	4.62	C.V	C.V
Poutre de rive	Terrasse	30* 30	Travée	4.52	C.V	C.V
			Appui	4.52	C.V	C.V
	Etages	30* 30	Travée	4.52	C.V	C.V
			Appui	4.52	C.V	C.V

V.2.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$$

- T_u: effort tranchant

Tableau V.15: Calcul de $\overline{\tau}_u$.

Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\overline{\tau}_u$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$
situation durable	$\overline{\tau}_u = 2.5\,MPa$	$\overline{\tau}_u = 3.3\,MPa$
Situation accidentelle	$\overline{\tau}_u = 3.26\,MPa$	$\overline{\tau}_u = 4.34\,MPa$

Tableau **V.16** *: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales (30*40).*

	Niveau	Section (cm^2)	V_u (KN)	file	Combinaison	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
intermédiaire	Terrasse	30*40	121.09	G	1.35G+1.5Q	1.07	3.33	c.v
	Etage	30*40	123.65	G	1.35G+1.5Q	1.09	2.5	c.v
Rive	Terrasse	30*40	55.87	E'	1.35G+1.5Q	0.49	3.33	c.v
	Etage	30*40	64.09	F'	1.35G+1.5Q	0.56	2.5	c.v

*Tableau V.17: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales (30*35).*

	Niveau	Section (cm^2)	V_u (KN)	file	Combinaison	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
intermédiaire	Terrasse	30* 35	68.66	7	1.35G+1.5Q	0.88	3.33	c.v
	Etage	30* 35	80.01	7	1.35G+1.5Q	0.82	2.5	c.v
Rive	Terrasse	30* 35	45.56	10	1.35G+1.5Q	0.46	3.33	c.v
	Etage	30* 35	46.55	10	1.35G+1.5Q	0.47	2.5	c.v

Tableau V.18 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaire (30 30).*

Niveau	B (cm^2)	Type	T_u (KN .m)	combinaison	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	Vérification $\tau \leq \bar{\tau}$
Terrasse	30*30	Inter	27.06	1.35G+1.5Q	0.32	3.33	c.v
		Rive	18.14	$G+Q+E_{dx}$	0.21	3.26	c.v
Etage courant	30*30	Inter	16.75	$G+Q+E_{dx}$	0.20	3.33	c.v
		Rive	21.74	$G+Q+E_{dx}$	0.26	3.26	c.v

Tableau V.19 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaire (30*35).

Niveau	B (cm^2)	Type	T_u (KN.m)	combinaison	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	Vérification $\tau \leq \overline{\tau}$
Terrasse	30*35	Inter	28.55	1.35G+1.5Q	0.29	3.33	C.V
		Rive	18.10	$G+Q+E_{dx}$	0.18	3.26	C.V
Etage courant	30*35	Inter	21.99	1.35G+1.5Q	0.22	3.33	C.V
		Rive	19.70	$G+Q+E_{dy}$	0.20	3.26	C.V

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

- D'après ***RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 :***

Zone nodale $\quad \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b$

Zone courante $\quad \begin{cases} S \leq Min(\frac{h}{4} et 12\varphi) \\ S' \leq \frac{h}{2} \end{cases}$

- ***D'après CBA 93 :***

$$\begin{cases} \frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \frac{\gamma.(\tau_u - 0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \frac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales **(A_t)** ainsi que leur espacement **(S_t)** pour chaque Poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau* V.20*: calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres principales.

		CBA 93		RPA 99			S_t adopte (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_t choisie (cm^2)
30*40	1.09	33.75	1.01	10	20	0.9	10	15	4Ø10 = 3.14
30*35	0.88	29.25	0.87	8.75	17.5	0.78	5	15	4Ø8 = 2.01

Tableau V.21 : calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres secondaires

		CBA 93		RPA 99			S_t adopte (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_t choisie (cm^2)
30*30	0.32	24.75	0.74	7.5	15	0.67	5	10	4Ø8 =2.01
30*35	0.29	29.25	0.87	8.75	17.5	0.78	5	10	4Ø8 =2.01

V.2.6. Vérification de la flèche des poutres :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

1. $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
2. $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
3. $\frac{A}{b_0 \times d} \geq \frac{4.2}{f_e}$

Tableau V.22 : Vérification de la flèche des poutres

	1^{ere} condition			2^{eme} condition			3^{eme} condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
PP 30*40	0.80	0.063	OUI	0.80	0.080	C.V	0.008	0.0105	C.V
PP 30*35	0.92	0.063	OUI	0.92	0.080	C.V	0.007	0.0105	C.V
PS 30* 30	0.93	0.063	OUI	0.93	0.080	C.V	0.008	0.0105	C.V
PS 30* 35	0.08	0.063	OUI	0.08	0.080	C.V	0.007	0.0105	C.V

Toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

♦ **Coupes transversales des poutres :**

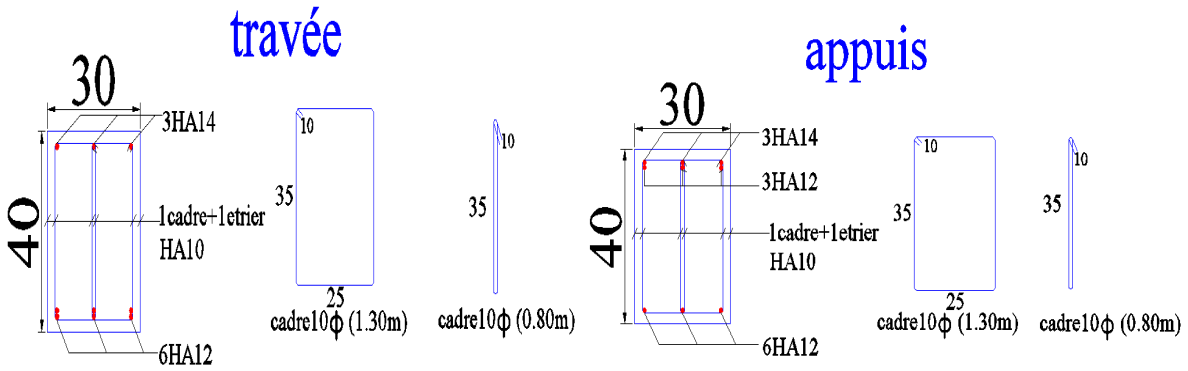


Figure V.1 : Ferraillages des poutres principales intermédiaires du niveau terrasse et étage (Axe12et F).

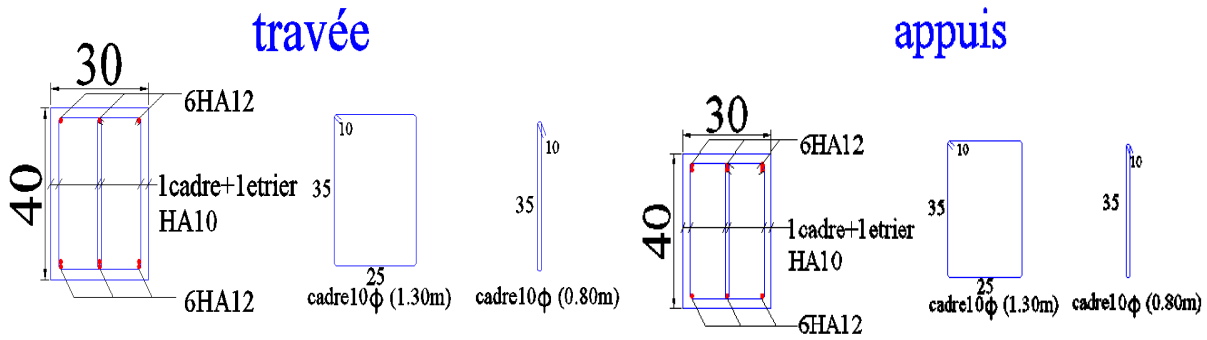


Figure V.2: Ferraillages des poutres principales rive du niveau étage (axe Fet E).

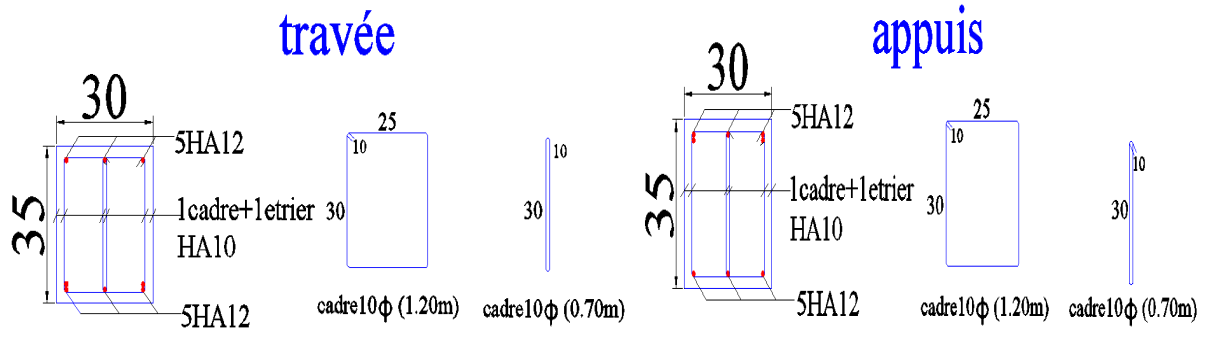


Figure V. 3: Ferraillages des poutres principales intermédiaire et rive du niveau terrasse et étage (file 7).

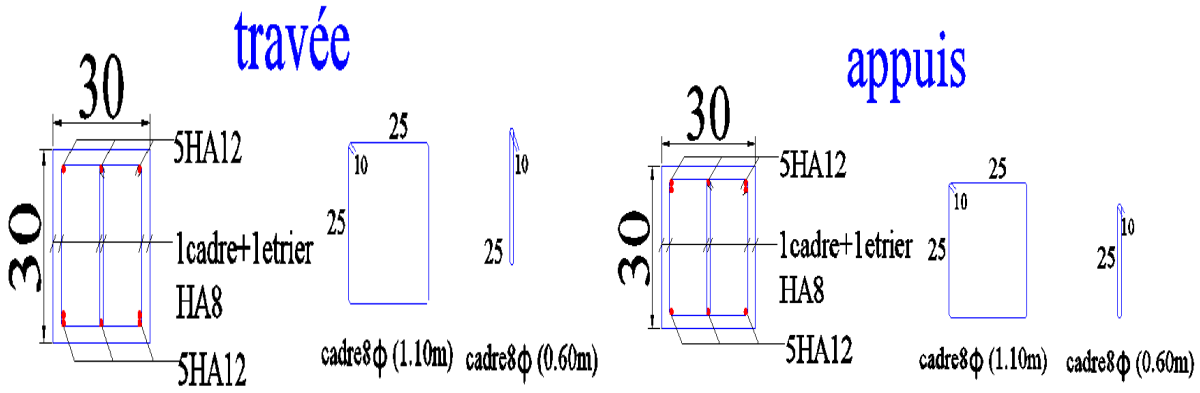


Figure V. 4: Ferraillages des poutres secondaire intermédiaire et rive du niveau terrasse et étage (axe c).

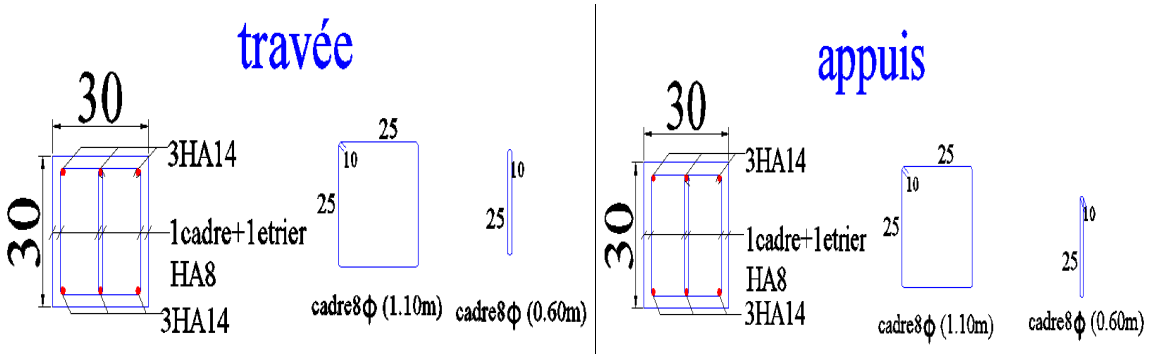


Figure V.5: Ferraillages des chainages rive du niveau terrasse et étage (axe H).

Remarque :

Les dimensions de cadre et étrier sont selon la section de la poutre correspondante.

V.3. Ferraillage des poteaux :

V.3.1. Introduction

On a choisi un coefficient de comportement R=5, le système de contreventement est constitué de voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par des voiles, alors les poteaux sont ferraillés en compression simple sous l'effet de l'effort normal maximal

« N_{max} ».

V. 3.2. Recommandation des règlements :

➢ **Selon le RPA99 (Art 7.4.2.1) :**

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

- Leur pourcentage en zone I est limité par :

  - $0.7\ \% \leq A / b*h \leq 4\ \%$ ***(en zone courante).***
  - $0.7\ \% \leq A / b*h \leq 6\ \%$ ***(en zone nodale).***

- Leur diamètre minimal et de **12mm.**

- La longueur minimale de recouvrement est de **40Φ** en ***zone I.***

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

➢ **Selon le CBA 93 :**

$$A = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ ; & \text{pour 1m de longueur du parement.} \\ & 0.1\ \% \leq A / b * h \leq 5\ \%. \end{cases}$$

V.3.3.Calcul des aciers longitudinaux à l'E.L.U :

➢ **Etat limite de résistance :**

Pour la détermination des armatures longitudinales on va tenir compte des trois cas défavorable suivants :

- $N_{max} \longrightarrow M_{corr}$. **(Cas I).**
- $M_{max} \longrightarrow N_{corr}$. **(Cas II).**
- $N_{min} \longrightarrow M_{corr}$. **(Cas III).**

La section choisie des armatures est résumée dans les tableaux suivants

Tableau V.23: Ferraillage des poteaux.

Niveaux	Cas	N°	Section (cm^2)	combinaison	N (KN)	M_x (KN .m)	M_y (KN .m)	A_x (cm^2)	A_y (cm^2)	A_{min} (RPA) (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)
19.38	$N_{min} \rightarrow M_c$	H-3	**45*45**	**1,35.G+1,5.Q**	805.09	9.45	-35.23	3.6	3.6	14.18	8HA16= 16.08
6.46	$N_{max} \rightarrow M_c$	H-8	**50*50**	**1,35.G+1,5.Q**	1933.0	3.94	-14.55	3.6	3.6	17.50	10HA16 =20.10

Tableau V.24 : vérification de ferraillage longitudinal des poteaux avec les règlements

	$A_{choisis}$ (cm^2)	A_{min} (CBA93) (cm^2)	A_{min} (RPA99) (cm^2)	Vérification
Poteaux 45x45	16.08	2.025	14.18	C.V
Poteaux 50x50	20.10	2.5	17.50	C.V

V.3.4. Vérification des contraintes à l'E.L.S :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'E.L.S, sous les sollicitations les plus défavorables **(N_{ser}).**

La contrainte de béton est limitée par: $\overline{\sigma}_b = 15\,MPa$

La fissuration est considérée:

✓ Peu nuisible (poteaux intermédiaires) → pas de vérification de contraintes d'acier.

Pas de vérification à faire.

✓ Préjudiciables (poteaux de rive).

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = \min\left[333.33\ MPa; 201.63\ MPa\right] = 201{,}63\ \ MPa$$

Tableau V.25 : vérification des poteaux à l'ELS.

Niveaux	Cas	position	Section (cm^2)	N (KN)	M_x (KN .m)	M_y (KN.m)	$б_b$ (MPa)	бs (MPa)	б's (MPa)	$[б_b]$ (MPa)	[бs] (MPa)
25.84	$N_{min}\rightarrow M_{co}$	A-9	**45*45**	17.58	-19.37	-3.86	0.9	29.7	11.6	15.00	201.63
25.84	$M_{max}\rightarrow N_c$	C-6	**45*45**	192.89	-2.41	64.30	4	45.9	69.5	15.00	201.63
25.84	$N_{max}\rightarrow M_c$	3-6	**45*45**	214.65	-36.03	13.21	4.4	54.8	52.6	15.00	201.63
22.61	$N_{min}\rightarrow M_{co}$	A-9	**45*45**	52.61	-16.46	-3.00	0.9	6.1	12.4	15.00	201.63
22.61	$M_{max}\rightarrow N_c$	2-G'	**45*45**	249.97	2.77	48.37	3.0	12.2	42.1	15.00	201.63
22.61	$N_{max}\rightarrow M_c$	H-3	**45*45**	398.95	-29.52	7.25	2.8	0	40.4	15.00	201.63
19.38	$N_{max}\rightarrow M_c$	A-9	**45*45**	97.44	-14.68	-1.05	1.0	2.4	14.1	15.00	201.63
19.38	$N_{max}\rightarrow M_c$	2-G'	**45*45**	374.03	2.52	42.23	3.3	1.3	46.1	15.00	201.63
19.38	$N_{min}\rightarrow M_{co}$	H-3	**45*45**	588.35	-25.66	7.07	3.4	0	49.6	15.00	201.63
16.15	$N_{min}\rightarrow M_{co}$	2-G'	**50*50**	501.90	2.82	50.74	3.2	0	45.6	15.00	201.63
16.15	$M_{max}\rightarrow N_c$	A-5	**50*50**	155.63	-17.82	0.69	1	0	14.8	15.00	201.63
16.15	$N_{max}\rightarrow M_c$	6-H'	**50*50**	784.36	-30.16	7.53	3.4	0	48.5	15.00	201.63
12.92	$N_{min}\rightarrow M_{co}$	6-H'	**50*50**	984.13	-25.68	6.18	4.1	0	59.6	15.00	201.63
12.92	$M_{max}\rightarrow N_c$	6-H'	**50*50**	631.46	2.90	44.02	2.5	0.5	35.5	15.00	201.63
12.92	$N_{max}\rightarrow M_c$	6-H'	**50*50**	206.55	-16.48	-0.65	1.2	0	16.7	15.00	201.63
9.69	$N_{min}\rightarrow M_{co}$	A-5	**50*50**	263.82	-15.67	-2.23	1.3	0	19.2	15.00	201.63
9.69	$M_{max}\rightarrow N_c$	H'-2	**50*50**	767.81	3.12	37.21	3.6	0	52.3	15.00	201.63
9.69	$N_{max}\rightarrow M_c$	H'-3	**50*50**	1192.39	-22.31	4.74	4.5	0	66.8	15.00	201.63
6.46	$N_{min}\rightarrow M_{co}$	A-5	**50*50**	336.68	-14.90	-4.05	1.5	0	22.5	15.00	201.63
6.46	$M_{max}\rightarrow N_c$	9-11	**50*50**	997.44	-12.76	29.54	4.1	0	60.3	15.00	201.63
6.46	$N_{max}\rightarrow M_c$	H'-2	**50*50**	1411.90	-10.60	2.97	4.9	0	72.6	15.00	201.63
3.23	$N_{min}\rightarrow M_{co}$	F-13	**50*50**	217.99	0.14	-0.89	0.7	0	10.9	15.00	201.63
3.23	$M_{max}\rightarrow N_c$	C-6	**50*50**	828.45	-0.28	10.99	3.0	0	44.5	15.00	201.63
3.23	$N_{max}\rightarrow M_c$	G-3	**50*50**	1160.13	-5.05	-9.84	4.0	0	60.1	15.00	201.63

V.3.5.Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant :

A) Contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans les poteaux est conventionnellement prise égale à:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 . d}$$

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon les règles comme suit :

- **RPA 99 (Art 7.4.3.2):**

La contrainte admissible est :

$$\bar{\tau}_b = \rho_d \cdot f_{c28}$$

$$\begin{cases} \rho_d = 0.075 & \text{si} \quad \lambda \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 & \text{si} \quad \lambda < 5 \end{cases}$$

$\lambda = L_f / i$: élancement géométrique.

$L_f = 0.7\ L_0$: longueur de flambement.

L0 : longueur libre de poteau.

$i = (I / A)^{1/2}$: rayon de gyration.

I : moment d'inertie du poteau.

A : section du poteau.

➢ **CBA 93 (A.5.1.2.1) :**

La contrainte de cisaillement admissible pour les poteaux sont la même pour les poutres. Les contraintes de cisaillement dans les poteaux les plus sollicitées pour chaque niveau sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableaux V.26 : Vérification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant.

Niveau	Section (cm^2)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_b \leq \bar{\tau}_u$ Vérification
RDC ; 1er ;2éme ; 3éme	50x50	56.76	0,24	15.66	0,075	1,875	3.33	**OK**
4éme ; 5éme 6éme	**45x45**	91.20	0,48	19.57	0,075	1,875	3.33	**OK**

V.3.6. Détermination des armatures transversales :

La contrainte tangentielle dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_o . d}$$

➢ **Selon le CBA93 ► ►** ***[Art A.5.1.2.3] :***

$$\begin{cases} S_t \leq Min(0{,}9d ; 40cm) \\ \varphi_t \leq Min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq Max\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0{,}4MPa\right) \end{cases}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

$\emptyset_t$: Diamètre des armatures transversales.

$\emptyset_l$: Diamètre des armatures longitudinales.

➢ ***Selon le RPA99 version 2003 : [2]***

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t **:** Section d'armatures transversales.

S_t **:** Espacement des armatures transversales.

T_u **:** Effort tranchant à l'ELU.

f_e **:** Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h**:** Hauteur totale de la section brute.

ρ_a **:** Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a = 2{,}5$ **……si** $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3{,}75$ **……..si** $\lambda_g < 5$

λ_g **:** Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

➢ *Dan la zone nodale :* $S_t \leq$ Min *(10cm ; 15cm)*……***en zone I***

➢ Dan la zone courant : $S_t \leq Min\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right)$……..***Zone I***

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0{,}3\% \text{.....} si\ \lambda_g \geq 5 \\ 0{,}8\% \text{.....} si\ \lambda_g \leq 3 \\ Interpolation\ entre\ les\ valeurs\ \lim ites\ précédentes\ si\ \ 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g **:** L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a}\right)$

a **:** Dimension de la section droite du poteau.

L_f **:** Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales f_e*=400MPa (FeE400).*

V.3.7. Vérification des contraint tangentielle

Tableau V.27 : les armatures transversales et leurs espacements

section	T_u(kN)	A_t(mm^2)	λ_g	ρ_a	St_{cal}(cm)	Zone	St_{finale}	choix
45*45	91.20	201.06	4.13	3.75	29.53	courante	15	4Φ8
						nodale	10	
50*50	56.76	201.06	3.01	3.75	23.62	courante	15	4Φ8
						nodale	10	

*V.3.8.Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (A_t/S_t*b) :*

Tableau V.28 : Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux

section	zone	$t = \frac{A_t}{S_t . b}$ (%)	λ_g	t ≥ 0.3%	T ≥ 0.8%	0.3% < t < 0.8%
45*45	***courante***	0.30	4.13	-	-	oui
	nodale	0.45		-	-	oui
50*50	***courante***	0.40	3.01	-	-	oui
	nodale	0.40		-	-	oui

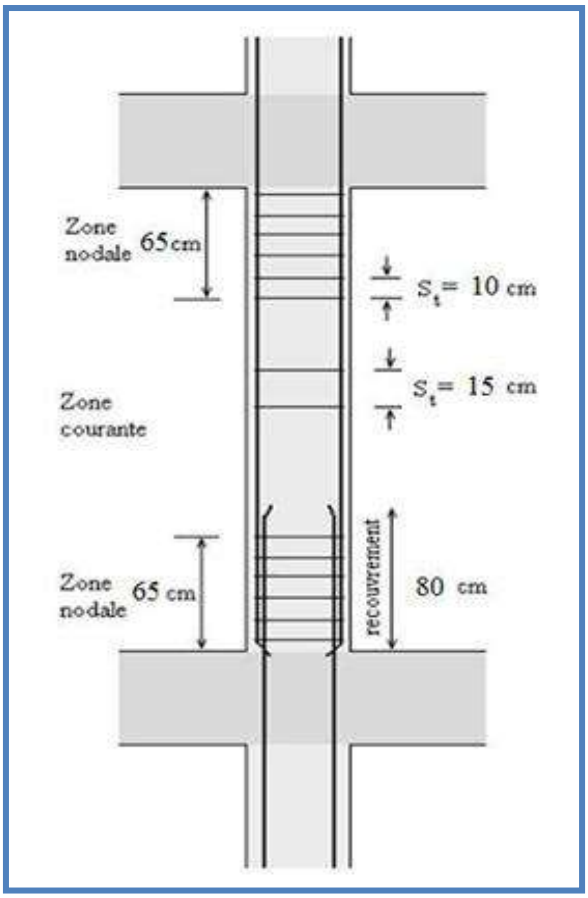


Figure V.6 : Disposition des armatures dans les poteaux

- **Les coups en Plan de ferraillage des poteaux :**

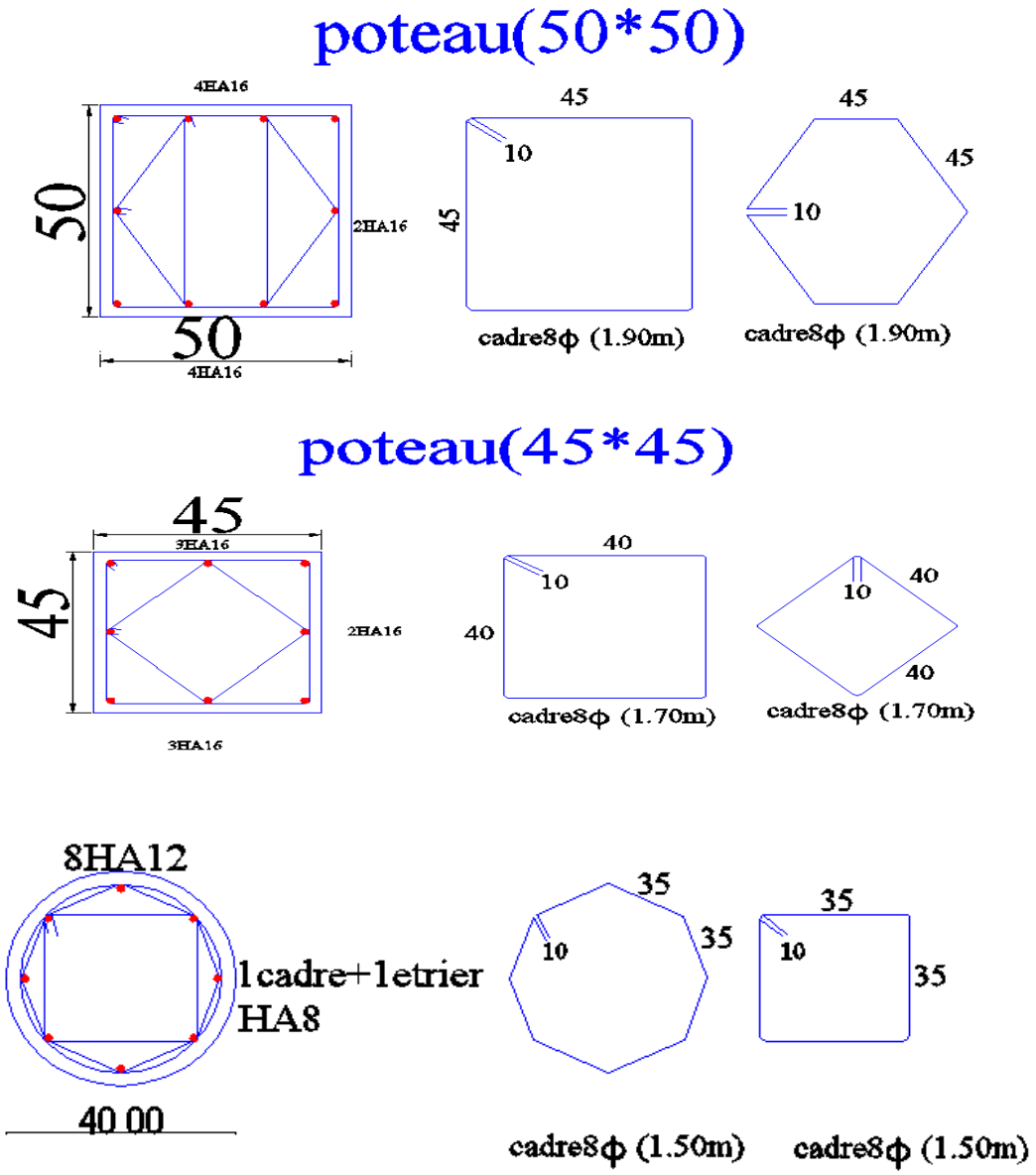


Figure V.7: coupe de ferraillage des poteaux.

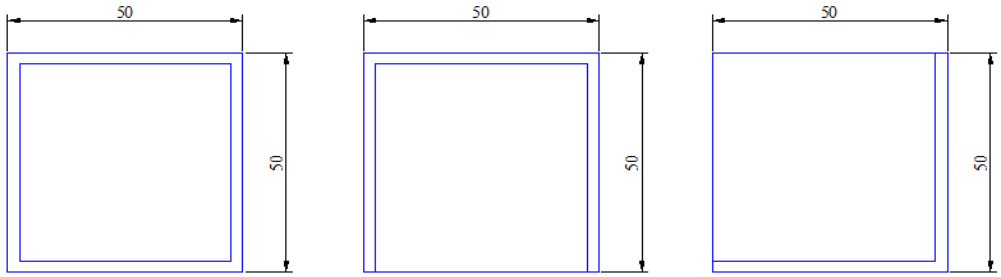


Figure V.8: coupe au niveau de changement de section des poteaux.

V.4. Ferraillage des voiles :

V.4.1. Les voiles pleins :

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.4.2.Voiles avec files d'ouvertures :

V.4.2.1. Les trumeaux :

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.

A fin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures:

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales.

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

V.4.2.2. Les linteaux :

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer:

- ✓ Des aciers longitudinaux de flexion " A_l ".
- ✓ Des aciers transversaux " A_t ".
- ✓ Des aciers en partie courante (aciers de peau).

V.4.3. Méthode de calcul :

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M "a niveau RDC nous utilisant le calcul en flexion simple et composé.

V.4.4. Recommandations réglementaires :

V.4.4.a. Armatures verticales :

L'acier choisi est de type haut adhérence Fe 400.

- ❖ **Selon le *CBA 93:***

- $0{,}1\% \leq \dfrac{2xA_v}{a.b} \leq 5\%$

Avec :

- ➢ **a** = l'épaisseur du voile
- ➢ **b** = la largeur de la zone tendue

- Condition de non fragilité

❖ **Selon le RPA 99(V2003)**

$A_{ver} = 0.2\%Bt$ Dans la section tendue du voile.

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

❖ **Selon le CBA 93**

Diamètre minimal: $\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales:

$S_h \leq \min[0.9d ; 40cm]$

$S_h \leq \frac{A_h f_{eh}}{0.4\, a}$

$S_t \leq \frac{A_h 0.9 f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b}$

$\bar{\tau}_b = \min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right]$: Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_b = \min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right]$: Fissuration Préjudiciable.

- ✓ τ_b: contrainte de cisaillement.
- ✓ $\bar{\tau}_b$: contrainte de cisaillement admissible.
- ✓ A_h: section d'armatures horizontales.
- ✓ d = 0.9 h: hauteur utile.

❖ **Selon le RPA 99 V(2003)**

$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$

$S_h \leq \frac{A.h}{0.0030}$

$S_h \leq \min[1.5a ; 30cm]$

V.4.4.c. Armatures transversales :

Ce sont des armatures ronds lisses de nuance F_eE 235, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.4.5. Recommandations pour les voiles et les trumeaux :(RPA 99 et CBA 93)

La longueur de recouvrement doit être égale:

- ✓ ***40 Φ:*** pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.
- ✓ ***20 Φ:*** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

Espacement des armatures verticales.

$$S_v \leq \text{Min}\left[1.5a\,;\,30\text{cm}\right]$$

$$S_v = \begin{cases} S_v & (\text{zone courante}) \\ \dfrac{S_v}{2} & (\text{zone d'extrémité}) \quad \dfrac{L}{10} \end{cases}$$

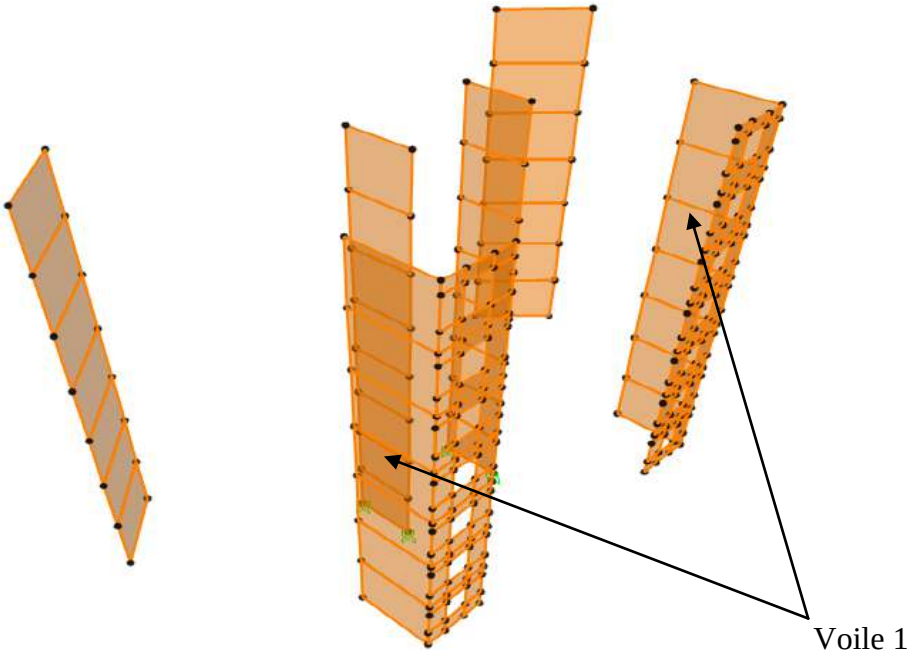
Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de ***10 Φ***, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

V.5. les voiles pleins :

V.5.1.les armatures verticale :

- **Détermination des armatures de résistance :**

- **Calcule de ferraillage de 1^{ére} voile** : ce type de voile et de dimension **L=3.78m** et de épaisseur de **15cm** comme il et illustrer dan la figure suivant :



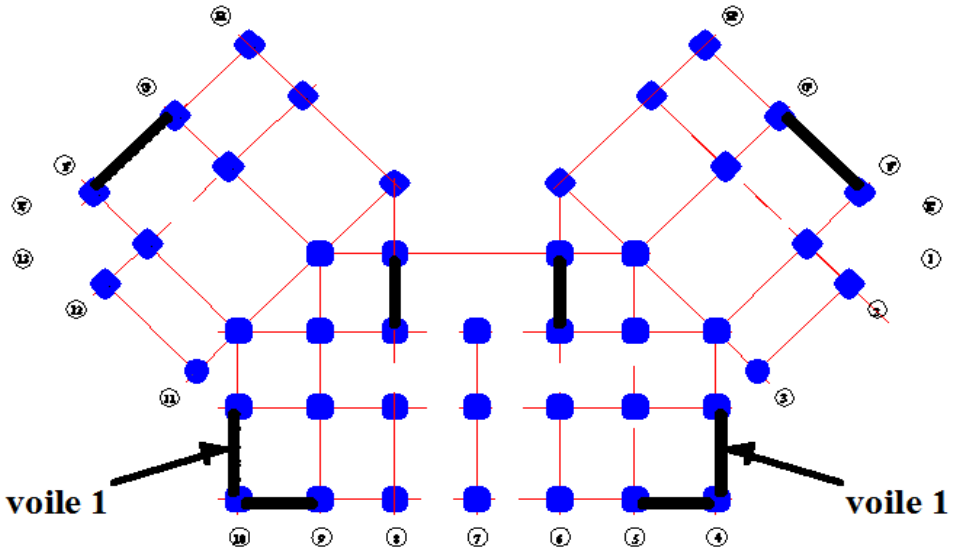


Figure V.9:la disposition du voile 1 en plan.

Tableau V.29 : calcul des armatures verticales

	Section (cm^2)	Combinaison	N (KN)	M (KN.m)	A_X (cm^2)	A choisir (cm^2)
SS	**15* 328**	**G+Q+Ed$_y$**	823.94	469.78	13.7	**2*(20HA12)=22.6**
RDC	**15* 328**	**G+Q+Ed$_y$**	1193.10	1381.58	15.7	**2*(20HA12)=22.6**
1^{ére} etage	**15* 328**	**G+Q+Ed$_y$**	1027.84	967.54	15.7	**2*(20HA12)=22.6**
2^{éme} étage	**15* 328**	**G+Q+Ed$_y$**	836.89	690.10	15.7	**2*(20HA12)=22.6**
3^{éme} étage	**15* 328**	**G+Q+Ed$_y$**	655.72	460.10	15.7	**2*(20HA12)=22.6**
4^{éme} étage	**15* 328**	**G+Q+Ed$_y$**	530.87	349.66	14.1	**2*(21HA12)=23.73**
5^{éme} étage	**15* 328**	**G+Q+Ed$_y$**	374.85	178.36	14.1	**2*(21HA12)=23.73**
6^{éme} étage	**15* 328**	**G+Q+Ed$_y$**	202.49	108.38	14.1	**2*(21HA12)=23.73**

- **Vérification à E.L.S :**

Il faut vérifier :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$

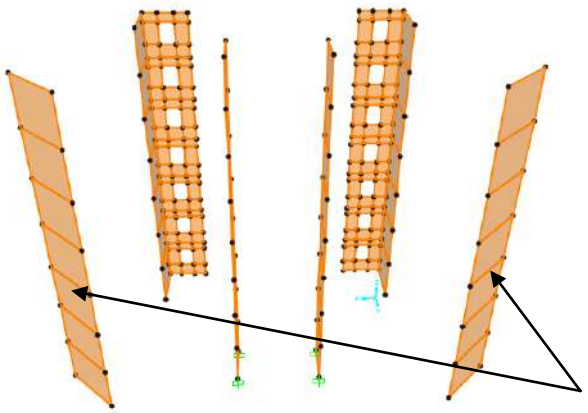
et $\sigma_s \leq [\sigma_s] = 202MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.30 : vérification des armatures a ELS des voiles

	Section (cm^2)	fissuration	N (KN)	M (KN.m)	A_X (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
SS	**15* 328**	préjudiciable	784.97	-6.43	22.6	1.4	20.8	**OK**
RDC	**15* 328**	préjudiciable	940.91	166.68	22.6	2.0	30.4	**OK**
1^{ére} étage	**15* 328**	préjudiciable	864.11	52.72	22.6	1.6	23.4	**OK**
2^{éme} étage	**15* 328**	préjudiciable	722.35	29.31	22.6	1.3	19.5	**OK**
3^{éme} étage	**15* 328**	préjudiciable	590.24	4.89	22.6	1.0	16.7	**OK**
4^{éme} étage	**15* 328**	préjudiciable	487.26	7.65	23.73	0.8	12.6	**OK**
5^{éme} étage	**15* 328**	préjudiciable	339.88	-12.31	23.73	0.6	9.0	**OK**
6^{éme} étage	**15* 328**	préjudiciable	179.57	16.45	23.73	0.3	5.1	**OK**

❖ **Calcule de ferraillage de 2^{éme} voile** : ce type de voile et de dimension **L=4.45m** et de épaisseur de **15cm** comme il et illustrer dan la figure suivant :



Voile 2

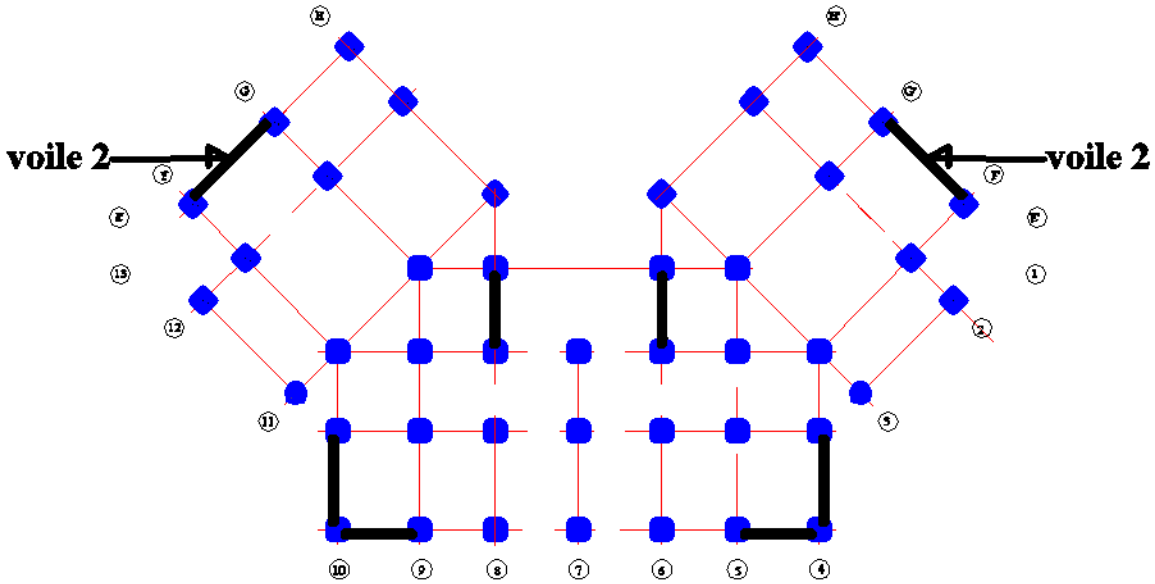


Figure V.10:la disposition du voile 2 en plan.

Tableau V.31 : calcul des armatures verticales

	Section (cm^2)	Combinaison	N (KN)	M (KN.m)	A_X (cm^2)	A choisir (cm^2)
SS	**15* 395**	**$G+Q+Ed_y$**	1044.48	385.09	16.4	**2*(24HA12)=27.12**
RDC	**15* 395**	**$G+Q+Ed_y$**	1298.41	1114.47	16.4	**2*(24HA12)=27.12**
1ére étage	**15* 395**	**$G+Q+Ed_y$**	1127.92	816.76	16.4	**2*(24HA12)=27.12**
2éme étage	**15* 395**	**$G+Q+Ed_y$**	943.00	548.98	16.4	**2*(24HA12)=27.12**
3éme étage	**15* 395**	**$G+Q+Ed_y$**	747.30	346.17	16.4	**2*(24HA12)=27.12**
4éme étage	**15* 405**	**$G+Q+Ed_y$**	594.62	238.38	16.8	**2*(25HA12)=28.25**
5éme étage	**15* 405**	**$G+Q+Ed_y$**	390.39	121.83	16.8	**2*(25HA12)=28.25**
6éme étage	**15* 405**	**$G+Q+Ed_y$**	179.78	47.98	16.8	**2*(25HA12)=28.25**

Tableau V.32 : vérification des armatures a ELS des voiles

	Section (cm^2)	fissuration	N (KN)	M (KN.m)	A_X (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
SS	**15* 395**	préjudiciable	829.76	-8.28	27.12	1.2	18.2	**OK**
RDC	**15* 395**	préjudiciable	1114.97	-106.78	27.12	1.8	26.9	**OK**
1ére etage	**15* 395**	préjudiciable	969.51	-83.91	27.12	1.5	23.2	**OK**
2éme étage	**15* 395**	préjudiciable	814.24	-65.85	27.12	1.3	19.4	**OK**
3éme étage	**15* 395**	préjudiciable	650.19	-48.49	27.12	1.0	15.4	**OK**
4éme étage	**15* 405**	préjudiciable	522.93	-44.25	28.25	0.8	12.1	**OK**
5éme étage	**15* 405**	préjudiciable	347.40	-26.91	28.25	0.5	8.0	**OK**
6éme étage	**15* 405**	préjudiciable	163.51	67.20	28.25	0.3	5.1	**OK**

❖ **Calcule de ferraillage de 3^{éme} voile** : ce type de voile et de dimension **L=3.22m** et de épaisseur de **15cm** comme il et illustrer dan le tableau suivent:

Tableau V.33: calcul des armatures verticales

	Section (cm^2)	Combinaison	N (KN)	M (KN.m)	A_X (cm^2)	A choisir (cm^2)
SS	**15*272**	**G+Q+Ed$_y$**	1824.27	163.00	11.5	**2*(17HA12)=19.21**
RDC	**15*272**	**G+Q+Ed$_y$**	1625.83	665.95	11.5	**2*(17HA12)=19.21**
1^{ére} etage	**15*272**	**G+Q+Ed$_y$**	1421.01	566.46	11.5	**2*(17HA12)=19.21**
2^{éme} étage	**15*272**	**G+Q+Ed$_y$**	1208.62	421.33	11.5	**2*(17HA12)=19.21**
3^{éme} étage	**15*272**	**G+Q+Ed$_y$**	989.66	290.41	11.5	**2*(17HA12)=19.21**
4^{éme} étage	**15*282**	**G+Q+Ed$_y$**	839.89	229.95	11.9	**2*(18HA12)=20.34**
5^{éme} étage	**15*282**	**G+Q+Ed$_y$**	598.93	115.21	11.9	**2*(18HA12)=20.34**
6^{éme} étage	**15*282**	**G+Q+Ed$_y$**	405.38	46.75	11.9	**2*(18HA12)=20.34**

Tableau V.34 : vérification des armatures a ELS des voiles

	Section (cm^2)	fissuration	N (KN)	M (KN.m)	A_X (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
SS	**15*272**	préjudiciable	1794.08	-55.40	12.21	4.0	59.5	**OK**
RDC	**15* 272**	préjudiciable	1598.61	-26.61	19.21	3.5	51.8	**OK**
1^{ére} etage	**15* 272**	préjudiciable	1394.38	-21.67	19.21	3.0	45.1	**OK**
2^{éme} étage	**15* 272**	préjudiciable	1183.15	-32.60	19.21	2.6	39.1	**OK**
3^{éme} étage	**15* 272**	préjudiciable	965.99	-46.39	19.21	2.2	32.9	**OK**
4^{éme} étage	**15* 282**	préjudiciable	815.85	-44.56	20.34	1.8	27.0	**OK**
5^{éme} étage	**15* 282**	préjudiciable	597.50	-51.01	20.34	1.3	23.7	**OK**
6^{éme} étage	**15* 282**	préjudiciable	388.74	-14.36	20.34	0.8	12.5	**OK**

V.5.2. Calcul des armatures horizontales :

- ce type de voile et de dimension **L=3.78m** et de épaisseur de **15cm** comme il et illustrer dan le tableau suivant :

Tableau V.35: calcul des armatures horizontales

	e (cm)	h (cm)	V (kN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	$S_{t\ adopte}$ (cm)	A choisir (cm^2)
SS	**15**	288	77.16	0.27	5	15	**2*(20HA10)=15.6**
RDC	**15**	288	285.73	1.02	5	15	**2*(20HA10)=15.6**
1ére étage	**15**	288	260.19	0.94	5	15	**2*(20HA10)=15.6**
2éme étage	**15**	288	211.51	0.76	5	15	**2*(20HA10)=15.6**
3éme étage	**15**	288	160.43	0.58	5	15	**2*(20HA10)=15.6**
4éme étage	**15**	288	140.54	0.51	5	15	**2*(20HA10)=15.6**
5éme étage	**15**	288	94.54	0.34	5	15	**2*(20HA10)=15.6**
6éme étage	**15**	288	30.56	0.11	5	15	**2*(20HA10)=15.6**

- ce type de voile et de dimension **L= 3.22m** et de épaisseur de **15cm** comme il et illustrer dan le tableau suivant :

Tableau V.36: calcul des armatures horizontales

	e (cm)	h (cm)	V (kN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	$S_{t\ adopte}$ (cm)	A choisir
SS	**15**	288	321.71	1.16	5	15	**2*(20HA10)=15.6**
RDC	**15**	288	281.68	1.01	5	15	**2*(20HA10)=15.6**
1ére étage	**15**	288	308.40	1.11	5	15	**2*(20HA10)=15.6**
2éme étage	**15**	288	300.91	1.08	5	15	**2*(20HA10)=15.6**
3éme étage	**15**	288	280.74	1.01	5	15	**2*(20HA10)=15.6**
4éme étage	**15**	288	279.49	1.00	5	15	**2*(20HA10)=15.6**
5éme étage	**15**	288	225.64	0.81	5	15	**2*(20HA10)=15.6**
6éme étage	**15**	288	116.28	0.42	5	15	**2*(20HA10)=15.6**

V.6. les voile avec ouverture :

V.6.1.les trumeaux :

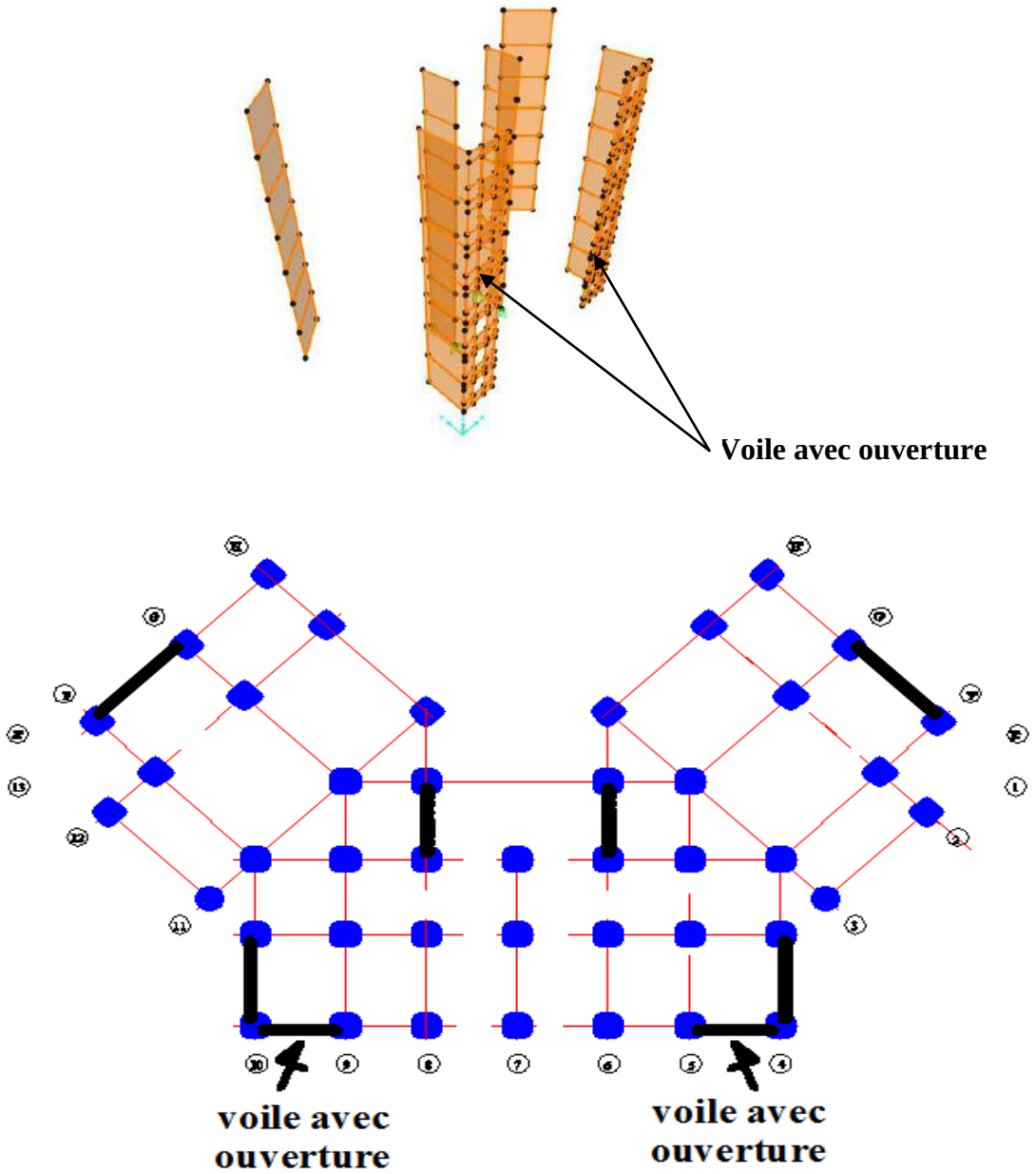


Figure V.11:la disposition du voile avec ouverture en plan.

- **Las armateurs verticaux :**

Tableau V.37: calcul des armatures verticales.

	Section (cm^2)	situation	N (KN)	M (KN.m)	S_t	A_{cal} (cm^2)	A choisir
RDC	**15*272**	ACC	561.49	220.15	15	11.5	**2*(17HA12)=19.21**
1ére étage	**15* 272**	ACC	379.89	216.07	15	11.5	**2*(17HA12)=19.21**
2éme étage	**15* 272**	ACC	279.38	181.09	15	11.5	**2*(17HA12)=19.21**
3éme étage	**15* 272**	ACC	202.86	141.93	15	11.5	**2*(17HA12)=19.21**
4éme étage	**15* 272**	ACC	162.72	131.52	15	11.9	**2*(18HA12)=20.34**
5éme étage	**15* 282**	ACC	116.48	101.26	15	11.9	**2*(18HA12)=20.34**
6éme étage	**15* 282**	ACC	53.02	74.09	15	11.9	**2*(18HA12)=20.34**

- **Vérification des armatures à E.L.S :**

Tableau V.38 : vérification des armatures a ELS des voiles

	section	N (KN)	M (KN.m)	A_t (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
RDC	**15* 272**	268.51	1.76	19.21	0.6	8.6	**OK**
1ére etage	**15* 272**	217.49	17.06	19.21	0.5	7.8	**OK**
2éme étage	**15* 272**	175.00	24.63	19.21	0 .5	6.8	**OK**
3éme étage	**15* 272**	135.43	26.59	19.21	0.4	5.7	**OK**
4éme étage	**15* 282**	105 .89	29.21	20.34	0 .3	4.7	**OK**
5éme étage	**15* 282**	69.79	37.25	20.34	0.3	4.0	**OK**
6éme étage	**15* 282**	35.79	44.99	20.34	0.2	3.4	**OK**

➢ **Les armatures horizontales :**

Tableau V.39: calcul des armatures horizontales

	e (cm)	h (cm)	V (KN)	τ_u(MPa)	$\overline{\tau}_u$(MPa)	$S_{t\ adopte}$ (cm)	A choisir
RDC	**15**	293	158.84	0.562	5	15	**2*(20HA10)=15.6**
1ére étage	**15**	293	158.27	0.56	5	15	**2*(20HA10)=15.6**
2éme étage	**15**	293	133.82	0.47	5	15	**2*(20HA10)=15.6**
3éme étage	**15**	293	105.40	0.37	5	15	**2*(20HA10)=15.6**
4éme étage	**15**	293	99.24	0.35	5	15	**2*(20HA10)=15.6**
5éme étage	**15**	293	77.20	0.27	5	15	**2*(20HA10)=15.6**
6éme étage	**15**	293	57.78	0.20	5	15	**2*(20HA10)=15.6**

V.6.2.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.

➢ **Recommandations réglementaires**

❖ **Selon le CBA 93**

Même conditions que pour les poutres.

❖ **Selon le RPA 99**

✓ Contrainte limite de cisaillement: $\tau_b \leq \overline{\tau}_b = 0.2\, f_{c28}$

Ou: $\tau_b = \frac{\overline{V_u}}{b_0 * d}$ avec $\overline{V_u} = 1.4 V_u$

b_0: épaisseur du linteau.

d: hauteur utile.

V_u: effort tranchant ultime.

✓ Ferraillage: on devra disposer:

- Des aciers longitudinaux de flexion: A_l
- Des aciers transversaux: A_t
- Des aciers en partie courante: A_c

1. Premiers cas ($\tau_b \leq 0.06 f_{28}$)

- **Aciers longitudinaux**

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule:

$$A_l \geq \frac{M}{f_e.Z} \quad \text{Avec} \quad Z = h - 2d' \textbf{ [3]}$$

M: moment du à l'effort tranchant.

h: hauteur totale du linteau.

d: distance d'enrobage.

- **Aciers transversaux:**

On distingue deux cas:

$$\boldsymbol{\lambda} = \frac{L}{H} \begin{cases} \boldsymbol{\lambda} > 1 \text{ (linteau longe)} \\ \boldsymbol{\lambda} < 1 \text{ (linteau court)} \end{cases}$$

a. linteau long ($\boldsymbol{\lambda} > 1$)

On à: $S_t \leq A_t f_e \frac{Z}{T}$ **[3]**

S_t: espacement entre les armatures transversales.

A_t: section d'armatures transversales.

L: portée du linteau.

$Z = h - 2\,d'$

b. linteau court ($\boldsymbol{\lambda} < 1$)

On doit avoir: $S_t \leq \frac{A_t f_e L}{T + A_t f_e}$ **[3]**

$$T = \min\left(V_1, V_2\right) ; \; V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}} ; \; V_2 = 2Vu$$

M_{ci}, M_{cj}: moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " **L_{ij}** ", On les calculs comme suit:

$M_c = A_l \cdot f_e.Z$ Avec $Z = h - 2d'$

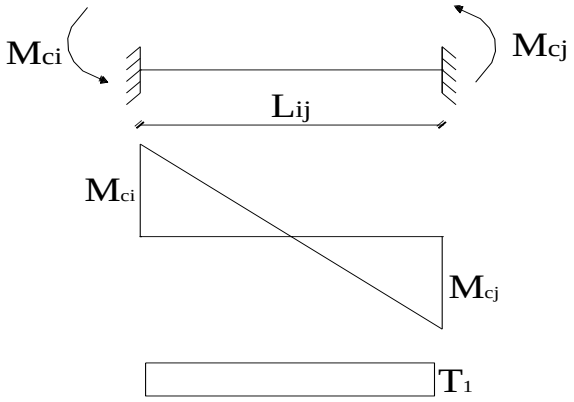


Figure V.12 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux

2. Deuxième cas (τ_b> 0.06f_{28})

Dans ce cas, il y à lieu de disposer le ferraillage longitudinal, transversal, et en zone courante suivant les minimums réglementaires, les efforts (M et T) sont repris suivant des bielles diagonales " A_D " à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule:

$$A_D = \frac{V}{2 \sin \alpha . f_e} \quad \text{Avec:} \quad \text{tg}\,\alpha = \frac{(h - 2d)}{L} \textbf{ [3]}$$

$V = V_u$ ***(sans majoration)***

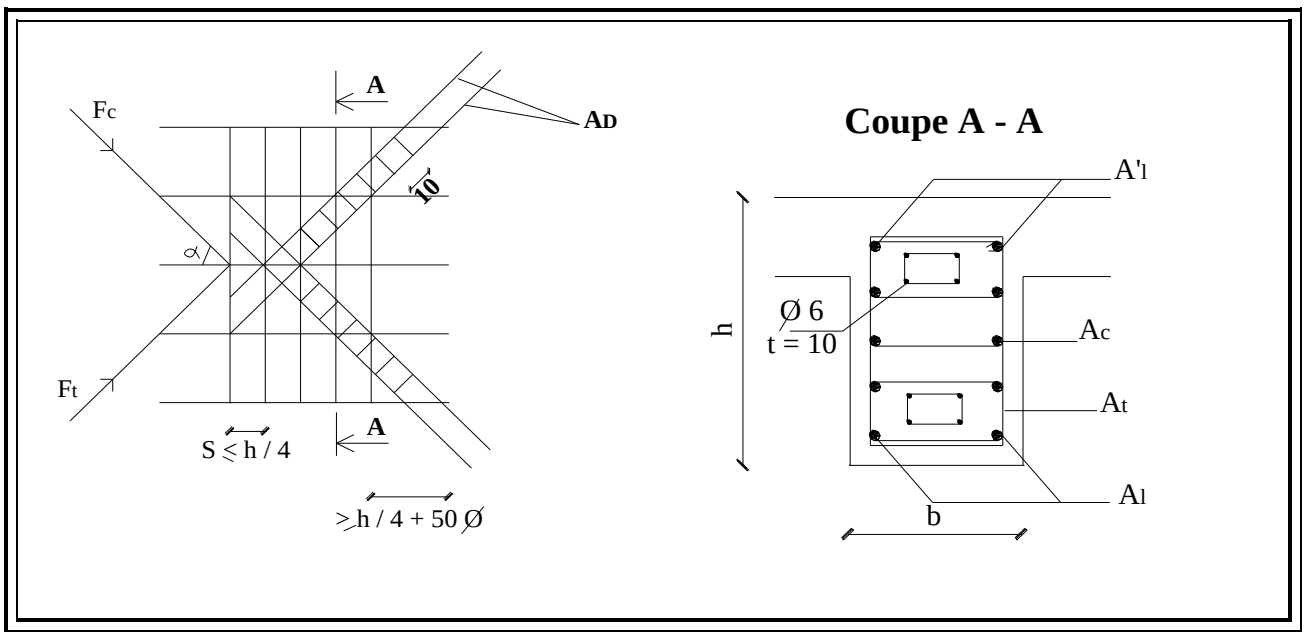


Figure V.13 : Armatures du linteau selon le RPA 99.

- **Ferraillage minimal :**

❖ **Selon le RPA 99 version 2003 :**

On a:

- $A_l \geq 0.15\,\%\,b.h$
- $A_c \geq 0.2\%\,b.h$

$$\begin{cases} A_D=0 & \text{Si } \tau_b \leq 0.06\, f_{c28} \\ A_D=0.15\%*b\,h & \text{Si } \tau_b > 0.06\, f_{c28} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_t \geq 0.15\ \%\,b.s & \text{Si } \tau_b \leq 0.025\, f_{c28} \\ A_t \geq 0.25\,\%\,b.s & \text{Si } \tau_b > 0.025\, f_{c28} \end{cases}$$

Tableau V.40 : calcul des armatures des linteaux;

	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (kN)	$\tau_b(MPa)$	$M(kn.m)$	$\tau_b \leq 0.06F_{C28}$
RDC	**15**	163	120	324.51	2.06	184.40	**traction/compression**
1ére etage	**15**	163	120	245.38	1.56	141.31	**traction/compression**
2éme étage	**15**	163	120	169.76	1.08	97.15	**Flexion simple**
3éme étage	**15**	163	120	118.52	0.75	66.28	**Flexion simple**
4éme étage	**15**	163	120	73.24	0.47	40.52	**Flexion simple**
5éme étage	**15**	163	120	21.95	0.14	11.01	**Flexion simple**
6éme étage	**15**	163	120	16.33	0.27	9.64	**Flexion simple**

V.6.3.1.Les armatures longitudinales et transversales des linteaux :

Tableau V.41 : calcul les armatures longitudinales et transversales des linteaux.

	A calculé					$A_{choisir}$			
	A_D (cm^2)	A_l (cm^2)	A_t min (cm^2)	A_p (cm^2)	S_T	A_D (cm^2)	A_l (cm^2)	At min (cm^2)	A_p (cm^2)
RDC	4.97	3.67	0.56	4.89	15	**8HA12 =9.05**	**4HA12 =4.52**	**16HA10 =12.48**	**14HA10 =10.92**
1ére étagé	3.79	3.67	0.56	4.89	15	**8HA12 =9.05**	**4HA12 =4.52**	**16HA10 =12.48**	**14HA10 =10.92**
2éme étage	3.79	0.01	1.58	4.89	15	**8HA12 =9.05**	**9HA10**	**4HA10**	**14HA10 =10.92**
3éme étage	3.79	0.01	1.58	4.89	15	**8HA12 =9.05**	**9HA10**	**4HA10**	**14HA10 =10.92**
4éme étage	3.79	0.01	1.58	4.89	15	**8HA12 =9.05**	**9HA10**	**4HA10**	**14HA10 =10.92**
5éme étage	3.79	0.01	1.58	4.89	15	**8HA12 =9.05**	**9HA10**	**4HA10**	**14HA10 =10.92**
6éme étage	3.79	0.01	1.58	4.89	15	**8HA12 =9.05**	**9HA10**	**4HA10**	**14HA10 =10.92**

- A_d : armature diagonales.
- A_l : armature longitudinale.
- A_t : armature transversale.
- A_P : armature de peau.

Tableau V.42: vérification de ferraillage des voile L= 3.78m avec les règlements.

	Section (cm^2)	$A_{choisir}$ (cm^2)	A_{RPA} (cm^2)	A_{CBA} (cm^2)	vérification
S sol	**15*328**	22.6	7.38	4.92	CV
RDC	**15*328**	22.6	7.38	4.92	CV
1ére étage	**15*328**	22.6	7.38	4.92	CV
2éme étage	**15*328**	22.6	7.38	4.92	CV
3éme étage	**15*328**	22.6	7.38	4.92	CV
4éme étage	**15*338**	23.73	7.6	5.07	CV
5éme étage	**15*338**	23.73	7.6	5.07	CV
6éme étage	**15*338**	23.73	7.6	5.07	CV

Tableau V.43: vérification de ferraillage des voile L= 4.45m avec les règlements.

	Section (cm^2)	$A_{choisir}$ (cm^2)	A_{RPA} (cm^2)	A_{CBA} (cm^2)	vérification
S sol	**15*395**	27.12	8.88	5.92	CV
RDC	**15*395**	27.12	8.88	5.92	CV
1ére étage	**15*395**	27.12	8.88	5.92	CV
2éme étage	**15*395**	27.12	8.88	5.92	CV
3éme étage	**15*395**	27.12	8.88	5.92	CV
4éme étage	**15*405**	28.25	9.11	6.07	CV
5éme étage	**15*405**	28.25	9.11	6.07	CV
6éme étage	**15*405**	28.25	9.11	6.07	CV

Tableau V.44: vérification de ferraillage des voile L= 3.22m avec les règlements.

	section	$A_{choisir}$	A_{RPA}	A_{CBA}	vérification
S sol	**15*272**	19.21	6.12	4.05	CV
RDC	**15*272**	19.21	6.12	4.05	CV
1ére etage	**15*272**	19.21	6.12	4.05	CV
2éme étage	**15*272**	19.21	6.12	4.05	CV
3éme étage	**15*272**	19.21	6.12	4.05	CV
4éme étage	**15*382**	20.34	6.44	4.23	CV
5éme étage	**15*382**	20.34	6.44	4.23	CV
6éme étage	**15*382**	20.34	6.44	4.23	CV

V.7. Voile périphérique

V.7.1. Définition

Le voile périphérique est un voile en béton armé continu entre le niveau des fondations et le niveau de base, généralement de faible épaisseur, il assure la rétention des terres pour le sous-sol, constitue une liaison rigide entre les points d'appui de la structure, ainsi il favorise son encastrement dans le sol.

V.7. 2. Pré dimensionnement

Pour le pré dimensionné, on se réfère au règlement parasismique algérien **RPA99v2003** article **10.1.2** qui donne comme épaisseur minimal e = **15** cm.

V.7. 3. Hypothèses de calcul

- Le voile périphérique est assimilé à une plaque verticale en béton armé, encastrée suivant ses quatre bords, et constitué, selon les deux directions horizontale et verticale, par l'agencement de bandes de largeur unitaire travaillante en flexion simple sous l'effet de la composante horizontale de la poussée des terres
- Le poids propre du voile périphérique ne sera pas pris en considération dans les suivants calculs, et cela à cause de son effet stabilisateur, ainsi qu'il est négligeable devant la poussée des terres, vue la faible épaisseur du voile.
- Le ferraillage est constitué de double quadrillage intérieur et extérieur, Le pourcentage minimum des armatures est de 0 .1 0 % de la section du voile.
- Pour limité le risque d'infiltration de l'eau au sous-sol, les fissures dans le voile sont intolérables, c'est-à-dire que la fissuration sera considérée comme très préjudiciable, ce qui conduit à calculer le ferraillage à l'ELS.

V.7. 4. Calcul des charges

♦ **Calcul du coefficient des terres en repos :**

Ce coefficient se calcul par la formule de Coulomb :

Avec :

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

***φ* :** L'angle de frottement interne du remblai, avec $\varphi = 7.92°$

• Calcul de la pression géostatique latérale des terres (poussé) :

Pour trouver cette valeur, on fait référence aussi à coulomb, et qui dit que la variation de la poussée des terres suivant la profondeur prend une allure linéaire graduellement croissante en allant de la surface du sol jus qu'au pied de voile périphérique, et où la valeur maximale de cette poussée est donnée par la formule suivante :

Avec :

- ***γ* :** Poids spécifique du remblai, avec $\gamma = 18$ KN/m3
- ***δ*:** angle de frottement dépend de la rugosité du voile, avec $\delta = 0$

$$k_a = \frac{K_a}{\cos\delta}$$

– $\beta = 0°$

– $\theta = 0°$

- **H** : la profondeur du voile, dans notre cas H = 3.23m

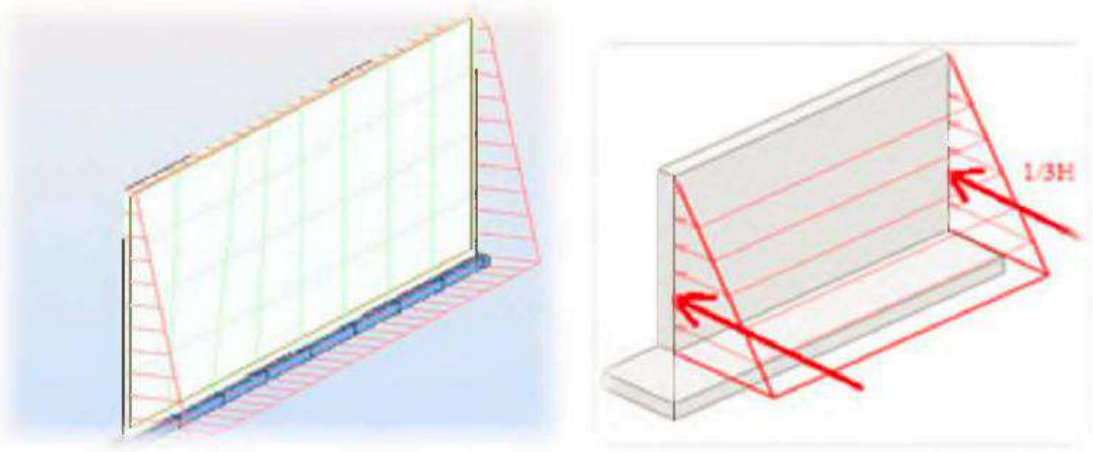


Figure V.14 : pressions sure le voile périphérique.

V.7. 5. Ferraillage:

7. a. Calcul des armatures:

- **Armatures longitudinales:**

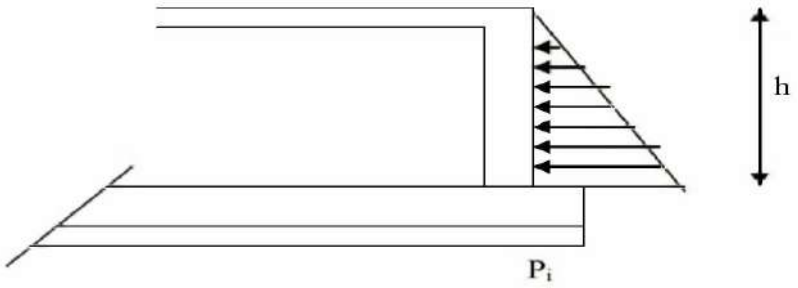
Les armatures longitudinales supérieures et inférieures ont une section AL > 0 . 1 0 % dans les deux sens de la section transversale du béton avec un recouvrement de 40Øpour le renforcement des angles.

$A_L \frac{0.10\times b\times h}{100} = \frac{0.10\times 15\times 100}{100} = 1.5$ $\quad A_L = 1.5cm^2/ml$

On adoptera ***4HA8/ml /face***

On prend comme espacement: St = 20 cm

Le voile périphérique est sollicité en flexion simple ***(d'après A. Fuentes)***



H = 3.23 m hauteurs de R D C.
H vp = 3.23 m hauteurs de sous sol.

$$h = h_{vp} - \frac{H}{2} = 3.23 - \frac{3.23}{2} = 1.61m$$

Ø = 7.92°: l'angle du frottement de remblai
***γ* d = 1.4 8 t / m :** Poids spécifique du remblai.
D'après A. Fuentes on a:

$M_{MAX} = \frac{2\times P\times h}{9\sqrt{3}}$ Avec : $P = \frac{p_i\times h}{2}$

K_0 : coefficient de poutsée (surface horizontale) .

$K_0 = tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$ $\quad K_0=0.75$

$P_i = \gamma$ d*h* K_0 $\quad P_i=1.79$ t /m

Donc: P = 1 * h / 2 =1.44 t.

$M_{MAX} = \frac{2*1.44*1.61}{9\sqrt{3}} = 0.297\ t.m$

7. b .Calcul du ferraillage vertical:

Le ferraillage du voile périphérique se fera en fissuration très préjudiciable (calcul à L'ELS).

M_{ser} = 0.297 t.m = 2.97 x 10^{-3}M N.m

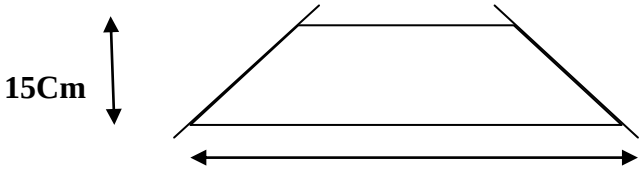
$\overline{\sigma_{bc}}$= 0.6 fc28 = 0.6 X 25 = 15 MPa

$\overline{\sigma_{st}}$ =*Min* (0.5 *x f e* ; *90x*$\sqrt{n \times f_{tj}}$)

Avec:

f_e= 400 MPa ; f_{cj} = 2.1 MPa ; n = 1.6 ***(acier à haute adhérence H A)***

$$X = \frac{n * \overline{\sigma}_{bc} * d}{n * \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}}$$



Avec: **n = 15** ; **d = 0.9*h = 0.135m**

X = $\frac{15\times15\times0.135}{15\times15+164.97}$ = 0.078 m

$\overline{M_1}$ = $\left(\frac{b\times\overline{\sigma_{bc}}\times X}{2}\right)$ $*(d-\frac{X}{3})$ =0.063 MN .m

M ser = 2.97 x 10^{-3}M N.m

$M_{ser} \leq \overline{M_1}$ A_s' = 0 ***(section sans armateurs comprimés)***

$A_s = M_{ser} / z * \sigma_{st}$

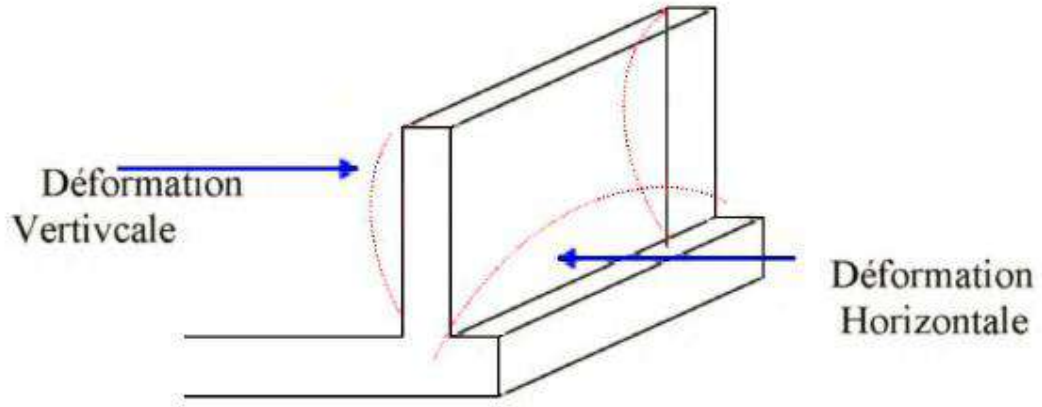
Avec: Z = d - X / 3 = 0.135-0.078/3=0.109 m

$A_S = \frac{2.97 \text{ x } 10^{-3}}{0.109\times164.97}$ =1.65× 10^{-4}m =1.65cm^2

On prend**: 4 H A 8 / ml (2.01 cm^2) avec S_t = 20 cm.**

7. C. Calcul du ferraillage horizontal:

On prendra la portée maximale entre les voiles qui sont perpendiculaire au voile Périphérique donc**: L =3.95 m**



$P_{moy} = \frac{p_{MAX} + P_{MIN}}{2} = \frac{1.79+0}{2}$

P_{moy} = 0.9 t / ml

On prend : $M_t = 0.75\ M_0$; $M_e = M_w = 0.5\ M_0$

P_i = 1.79 t / ml.

Vérification : on doit vérifier:

M_0 *(0.75 + (0.5+0.5)/2) = 1.25* M_0

1.25* M_o = 1.25* M_o donc est vérifiée.

$$P_{moy} = \frac{1.79 \times 0.9}{2} = 1.36$$

$$M_0 = \frac{P\ moy \times L^2}{8} = 2.65 t.m$$

M_o = 2.65 t.m
M_t = 1.98 t.m
M_e = 1.33 t .m

✓ ***En travée:***

X = 0.078 Z = 0.109 m

$$A_S = \frac{M\ t}{z * \sigma_{st}} = \frac{1.98 \times 10^2}{0.109 \times 164.97} = 11.01 cm^2$$

A_s= 11.01 cm^2 / ml on prend: **8H A 14 (12.32 cm2)**

✓ ***Sur appui:***

$A_S = \frac{M\,t}{z * \sigma_{st}} = \frac{1.33 \times 10^2}{0.109 \times 164.97} = 7.39 cm^2$

As = 7.39 cm / ml on prend: **8 HA 12 (9.05 cm)**

Le RPA préconise le ferraillage des extrémités (appuis) 2 potelets de 4HA 10 au moins pour chacun.

Pour le ferraillage horizontal, en garde le ferraillage en travée pour toute la longueur

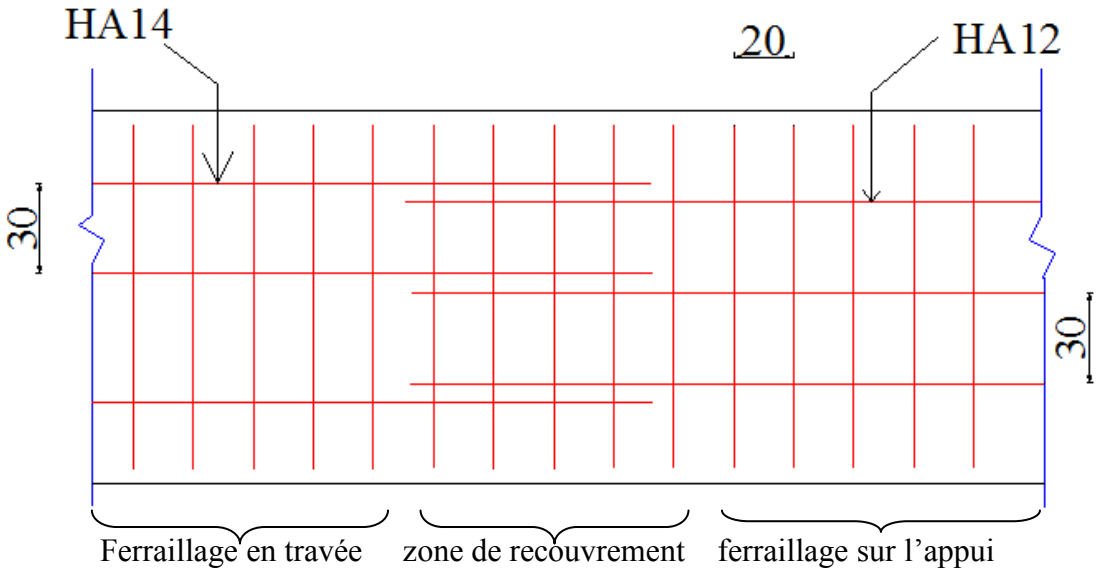


Figure* V.15 *: ferraillage de voile.

❖ **BLOC « B »**

V.2. Ferraillage des poutres :

V.2.2.Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
  - ✓ $A_{s\,min} = 0.5\%(b \times h) = 0.005 \times (30 \times 30) = 4.5cm^2$
  - ✓ $A_{s\,min} = 0.5\%(b \times h) = 0.005 \times (30 \times 60) = 9cm^2$
  - ✓ $A_{s\,min} = 0.5\%(b \times h) = 0.005 \times (40 \times 120) = 24cm^2$
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en Zone courante.
  - 6% en Zone nodale.

Poutre de section (30× 30) :

$$\begin{cases} 4\% \text{ en Zone courante} \\ 6\% \text{ en Zone nodale} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_S^{max} = 0.04 \times (30 \times 30) = 36cm^2 \\ A_S^{max} = 0.06 \times (30 \times 30) = 54cm^2 \end{cases}$$

Poutre de section (30× 60) :

$$\begin{cases} 4\% \text{ en Zone courante} \\ 6\% \text{ en Zone nodale} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_S^{max} = 0.04 \times (30 \times 60) = 72cm^2 \\ A_S^{max} = 0.06 \times (30 \times 60) = 108cm^2 \end{cases}$$

Poutre de section (40× 120) :

$$\begin{cases} 4\% \text{ en Zone courante} \\ 6\% \text{ en Zone nodale} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_S^{max} = 0.04 \times (40 \times 120) = 192cm^2 \\ A_S^{max} = 0.06 \times (40 \times 120) = 288cm^2 \end{cases}$$

- Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40\,\phi$ en Zone I.

➢ Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires :

Tableau **V.45***: Ferraillage longitudinal des poutres principales (30*60).*

	Niveau	Section (cm^2)	Position	Mu (KN.m)	N° élément	Combinaison	A' (cm^2)	A calcule (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	A choisies (cm^2)	
intermédiaire	Terrasse	30*60	travée	109.44	148	1.35G+1.5Q	0	5.70	9	6HA14	9.23
		30*60	appuis	-151.70	149	1.35G+1.5Q	0	8.04	9	6HA14	9.23
	Etage	30*60	travée	182.87	58	1.35G+1.5Q	0	9.8	9	6HA14	9.23
		30*60	appuis	-251.0	50	1.35G+1.5Q	0	13.9	9	3HA16 + 3HA14 + 3HA12	14.82
Rive	Terrasse	30*60	travée	64.88	351	1.35G+1.5Q	0	3.3	9	6HA14	9.23
		30*60	appuis	-88.03	351	1.35G+1.5Q	0	4.5	9	6HA14	9.23
	Etage	30*60	travée	134.88	586	0.8G+Edx	0	7.1	9	6HA14	9.23
		30*60	appuis	-177.7	302	1.35G+1.5Q	0	9.5	9	6HA14	9.23

Tableau **V.46***: Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (30* 30).*

	Niveau	Section (cm^2)	positon	Mu (KN.m)	N° élément	Combinaison	A' (cm^2)	A calcul (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	A choisies (cm^2)	
intermédiaire	terrasse	30*30	Travée	2.30	225	$G+Q+Ed_x$	0	0.24	4.5	3HA14	4.62
			Appuis	-4.19	316	$G+Q+Ed_x$	0	0.44	4.5	3HA14	4.62
	étage	30*30	Travée	20.52	508	$G+Q+Ed_Y$	0	2.2	4.5	3HA14	4.62
			Appuis	-51.58	508	$G+Q+Ed_Y$	0	5.9	4.5	6HA12	6.79
Rive	terrasse	30*30	Travée	4.04	275	$G+Q+Ed_Y$	0	0.42	4.5	3HA14	4.62
			Appui	-12.12	36	$G+Q+Ed_Y$	0	1.28	4.5	3HA14	4.62
	Etage	30*30	Travée	19.52	175	$G+Q+Ed_Y$	0	2.10	4.5	3HA14	4.62
			Appui	-23.63	169	$G+Q+Ed_Y$	0	2.56	4.5	3HA14	4.62

Tableau V.47: Ferraillage des poutres de section (40× 120) .

	Niveau	Section (cm^2)	position	Mu (KN.m)	Combinaison	A' (cm^2)	A calcul (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	A Choisies (cm^2)	
intermédiaire	terrasse	40×120	Travées	431.78	1.35G+1.5Q	0	10.9	36	3HA20 + 3HA20	37.70
			Appui	-522.28	1.35G+1.5Q	0	13.3	36	3HA20 + 3HA20	37.70

V.2.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Tableau V.48*: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principale (30*60).*

	Niveau	Section (cm^2)	position	$M_{ser\ max}$ (KN.m)	combinaison	$A_{doptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	observation
intermédiaire	terrasse	30*60	Travée	80.01	G+Q	9.23	5.5	169.8	OUI
			Appui	-110.92	G+Q	9.23	7.7	201.6	OUI
	étage	30*60	Travée	132.34	G+Q	9.23	9.1	201.6	OUI
			Appui	-179.46	G+Q	14.82	10.6	201.6	OUI
Rive	terrasse	30*60	Travée	47.49	G+Q	9.23	3.3	100.08	OUI
			Appui	-64.47	G+Q	9.23	4.5	136.8	OUI
	étage	30*60	Travée	92.28	G+Q	9.23	6.4	195.9	OUI
			Appui	-129.90	G+Q	9.23	9	201.6	OUI

Tableau **V.49** *: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaire (30*30) .*

	Niveau	Section (cm^2)	position	$M_{ser\ max}$ (KN.m)	combinaison	$A_{doptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	observation
intermédiaire	terrasse	30*30	Travée	1.69	G+Q	4.5	0.3	3.8	OUI
		30*30	Appui	-3.83	G+Q	4.5	0.8	8.6	OUI
	étage	30*30	Travée	9.51	G+Q	4.5	2.8	86.4	OUI
		30*30	Appui	-20.65	G+Q	4.5	6.2	187.6	OUI
Rive	terrasse	30*30	Travée	3.70	G+Q	4.5	0.8	8.3	OUI
			Appui	-11.06	G+Q	4.5	3.3	100.5	OUI
	étage	30*30	Travée	18.89	G+Q	4.5	5.7	171.6	OUI
			Appui	-21.50	G+Q	4.5	6.4	195.3	OUI

Tableau **V.50** *: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres (40*120).*

Niveau	position	$M_{ser\ max}$ (KN.m)	combinaison	$A_{doptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	observation
terrasse	Travée	316.52	G+Q	36	4.4	159	OUI
	Appui	-382.79	G+Q	36	5.3	191.8	OUI

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

Tableau **V.51***: vérification de ferraillage des poutres principales (30*60) Avec les règlements.*

	Niveau	Position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} (CBA93)=1.8 (cm^2)	A_{min} (RPA99)=9.00 (cm^2)
Poutre intermédiaire	Terrasse	Travée	9.23	C.V	C.V
		appuis	9.23	C.V	C.V
	Etage	Travée	9.23	C.V	C.V
		Appuis	14.82	C.V	C.V
Poutre de rive	Terrasse	Travée	9.23	C.V	C.V
		Appuis	9.23	C.V	C.V
	Etage	Travée	9.23	C.V	C.V
		Appuis	9.23	C.V	C.V

Tableau **V.52***: vérification de ferraillage des poutres secondaire (30*30) avec les règlements.*

	Niveau	Position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} (CBA93)=1.20 (cm^2)	A_{min} (RPA99)=6.00 (cm^2)
Poutre intermédiaire	**Terrasse**	**Travée**	4.25	C.V	C.V
		Appuis	4.25	C.V	C.V
	Etage	**Travée**	4.25	C.V	C.V
		Appuis	6.15	C.V	C.V
Poutre de rive	**Terrasse**	**Travée**	4.25	C.V	C.V
		Appuis	4 .25	C.V	C.V
	Etage	**Travée**	4.25	C.V	C.V
		Appuis	4.25	C.V	C.V

V.2.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

Tableau **V.53***: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales (30*60).*

	Niveau	V_u (KN)	N° élément	Combinaison	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
intermédiaire	**Terrasse**	105.08	603	**1.35G+1.5Q**	0.61	3.33	**cv**
	Etage	217.86	49	**1.35G+1.5Q**	1.26	3.33	**cv**
Rive	**Terrasse**	88.12	350	**1.35G+1.5Q**	0.51	2.5	**cv**
	Etage	213.41	301	**1.35G+1.5Q**	1.24	2.5	**cv**

*Tableau V.54: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaire (30*30).*

	Niveau	V_u (KN)	Combinaison	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
intermédiaire	Terrasse	6.00	1.35G+1.5Q	0.07	3.33	C.V
	Etage	6.97	$G+Q+E_{dy}$	0.08	2.5	C.V
Rive	Terrasse	7.54	1.35G+1.5Q	0.09	3.33	C.V
	Etage	53.35	$G+Q+E_{dy}$	0.54	2.5	C.V

Tableau V.55 *: Section d'armatures transversales des poutres principales et secondaires.*

		CBA 93		RPA 99			St adopte (cm)			
Section	τ_u (Mpa)	St (cm)	At (cm^2)	$S_{t\ (nodale)}$ (cm)	S_t (courant) (cm)	A t (cm^2)	S_t (nodale) (cm)	S_t (courant) (cm)	A_t choisie (cm^2)	Nombre des barres
30*60	1.26	40	2.04	15	30	1.35	10	15	2.01	4Ø8
30*30	0.54	24.75	1.26	7.5	15	0.675	10	15	2.01	4Ø8

V.2.6.Vérification de la flèche des poutres :

Tableau V.56 *: Vérification de la flèche des poutres*

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
PP	0.08	0.062	C.V	0.08	0.08	C.V	0.005	0.0105	C.V
PS	0.082	0.062	C.V	0.082	0.08	C.V	0.007	0.0105	C.V
Les goussets	0.08	0.062	C.V	0.08	0.08	C.V	0.010	0.0105	C.V

♦ **Les coups en Plan de ferraillage des poutres :**

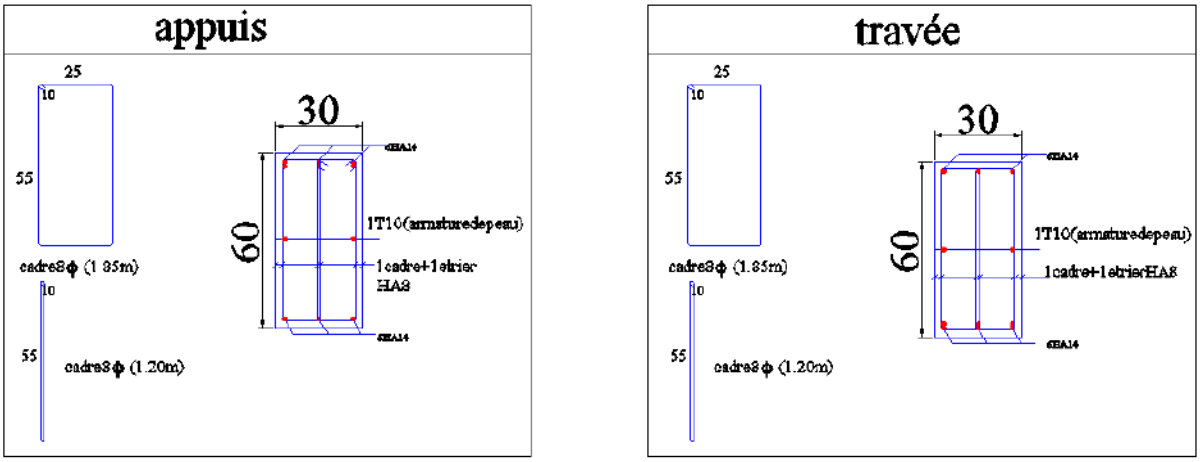


Figure V .16: coupe de Ferraillages des poutres principales intermédiaire et rive.

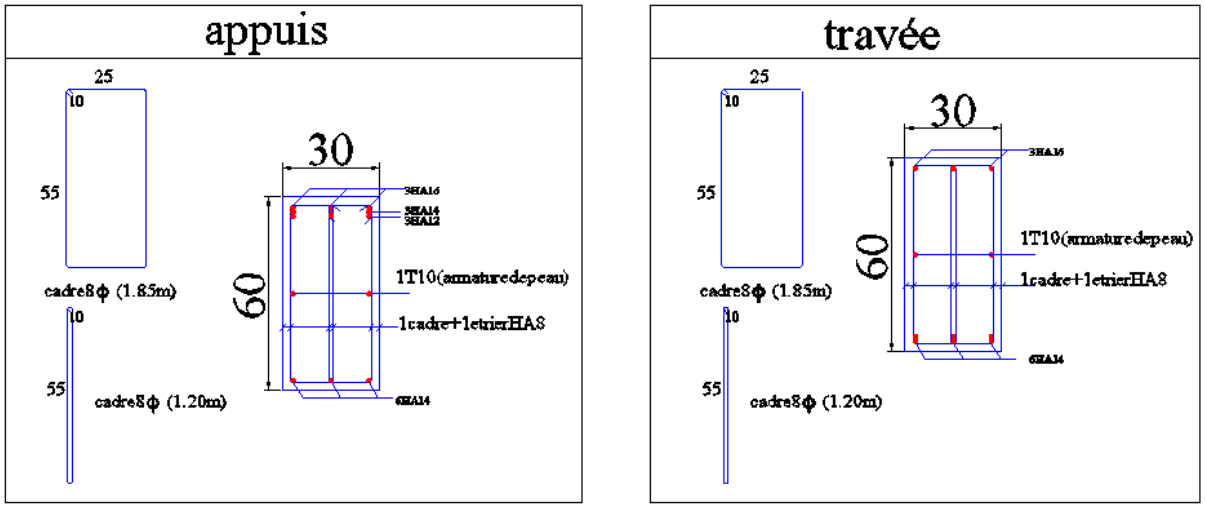


Figure V .17 : coupe de Ferraillages des poutres principales intermédiaire.

V.2.7.Poutre inclinée(30*30) :

Comme ci cette poutre est inclinée elle sera calculée en flexion composé.

A-Etapes de calcul de ferraillage

A-1-ferraillage longitudinale :

Le ferraillage se fera en conformité avec CBA 93, dans l'article A.4.3.5 nous donne un organigramme de calcul qui pourra déterminer à quel sollicitation notre élément travail, dont en flexion composé.

-on dit qu'on a une section entièrement tendue si l'effort normal est de traction et le centre de pression est situé entre les armatures supérieures et inférieures pour les autres cas

On a :

-pour la détermination du ferraillage dans chaque cas de section ci-dessus, en suit l'organigramme ci après :

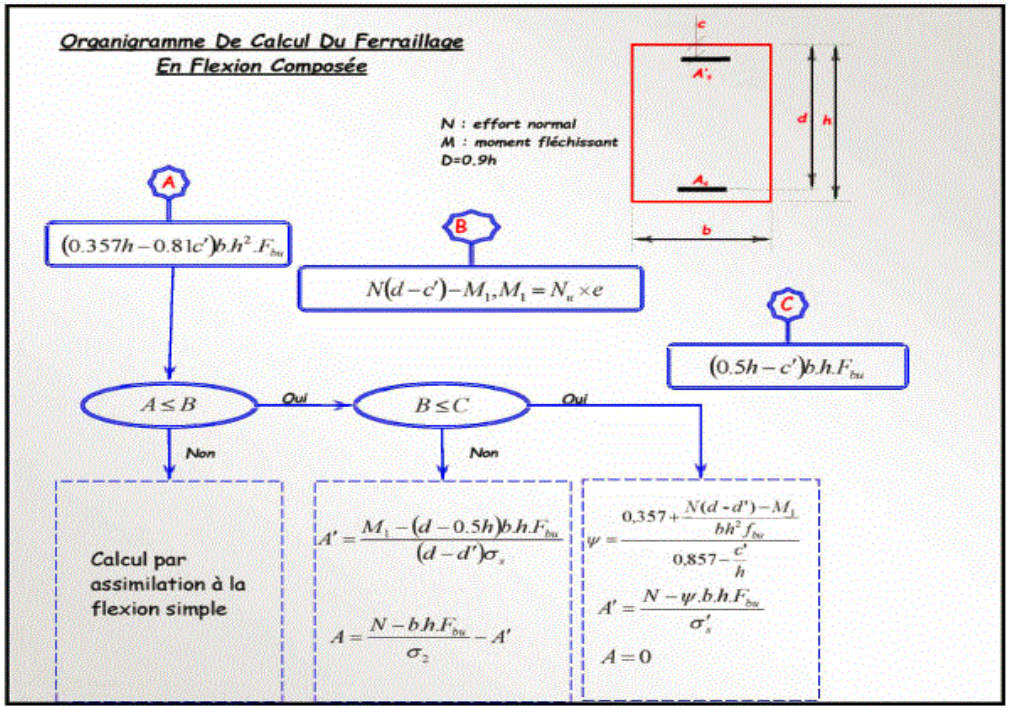


Figure V .18 : organigramme.

Dans cet étude on donnera une seul type des poutres qui est soumise a la sollicitation max, en tenant le N_{max} et le $M_{correspendante}$; puis le contrainte et la toisiéme possibilité N_{min} et le $M_{correspendant}$

*Tableau V.57 : Sollicitation de poutre inclinée 30*30*

Sollicitation de poutre inclinée 30*30								
	niveau	situation	N_{max}	M_{corr}	M_{max}	N_{corr}	N_{min}	M_{corr}
Poutre de rive	terrasse	DUR	5.95	-3.23	2.73	-51.06	-56.75	-2.58
		ELS	4.36	-2.53	2.01	-37.20	-41.36	-1.91
		ACC	92.73	-12.88	3.06	-86.41	-169.79	**-2.44**
	étage	DUR	64.23	-47.23	3.12	-53.77	-97.67	-24.26
		ELS	46.56	-34.53	3.48	-38.93	-70.96	-17.56
		ACC	46.06	-41.03	5.49	-39.42	-72.54	-25.32
Poutre intermédia	étage	DUR	101.7	-24.65	33.29	-74.68	-133.33	-58.94
		ELS	72.29	-17.49	24.37	-52.99	-94.66	-42.58
		ACC	72.31	-17.50	24.33	-53.00	-94.66	-42.62

➢ **Récapitulation des sollicitations :**

*Tableau V.58 : Récapitulation des sollicitations de poutre inclinée 30*30 .*

niveau	situation	N_{max}	M_{corr}	M_{max}	N_{corr}	N_{min}	M_{corr}
Terr-PDR	ACC	92.73	-12.88	3.06	-86.41	-169.79	**-2.44**
Etage-PDR	ACC	46.06	-41.03	5.49	-39.42	-72.54	-25.32
Etage-PI	ACC	72.31	-17.50	24.33	-53.00	-94.66	-42.62

Poutre de rive au niveau de RDC :

A. Poutre soumis à N_{max} et le $M_{correspendant}$:

$$\begin{cases} N_{max} = 92.73\ Kn \\ M_{correspendant} = 12.88 KN.m \end{cases}$$

-calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{12.88}{92.73} = 0.14$$

$$e_0 = Max\left\{2cm; \frac{L}{250} = \frac{365}{250} = 1.46\right\} = 2cm.$$

Répartition des contraintes dans la section

Pour ce faire on procède tel qu'il schématisé l'organigramme **N°2**

A= (0.357h-.81c') b$h^2\sigma_b$= (0.357*0.30-0.81*0.03)0.3*0.3^2*14.20=0.031

B=N (D-c')-M_1 avec $M_1 = N * e$

B=92.73*10^{-3}*(0.27-0.03)-(92.73*10^{-3}*0.14)=0.009

On A< B donc section entièrement comprimé

C= (0.5h-c') b h σ_b= (0.5*0.3-0.03) 0.3*0.3*14.2=0.153

On C< B :

$$\frac{0.357+\frac{N(d-d')-M_1}{bh^2 f_{bu}}}{0.857-\frac{c'}{h}} = 0.42$$

A=0 cm^2

A'=$\frac{N-bhf_{bu}}{\sigma'_s}$ = - 6.65 cm^2

Donc on aune section entièrement comprimé ELU non atteint :

Donc : le ferraillage qui est d'une part suffisant pour la sollicitation auquel le poteau est soumis ne remplis pas de l'autre part les exigences du ***RPA99v2003*** ,alors dans ce cas de figure on doit ferrailler avec le minimum qui est donnée dans le tab au dessus

A_s=0.5*0.3*0.3=4.5cm^2

B. Poutre soumis à M_{max} et N_{coor}

$$\begin{cases} M_{max} = 3.06 \\ N_{coor} = -86.41 \end{cases}$$

-calcul de l'excentricité :

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{3.06}{86.41} = 0.03$

$e_0 = Max\left\{2cm; \frac{L}{250} = \frac{365}{250} = 1.46\right\} = 2cm.$

Répartition des contraintes dans la section

Pour ce faire on procède tel qu'il schématisé l'organigramme ***N°2***

A= (0.357h-.81c') b$h^2\sigma_b$= (0.357*0.30-0.81*0.03)0.3*0.3^2*14.20=0.031

B=N (D-c')-M_1 avec $M_1 = N * e$

B=86.41*10^{-3}*(0.27-0.03)-(86.41*10^{-3}*0.03)=-0.018

On A< B donc section entièrement comprimé

C=(0.5h-c')b h σ_b=(0.5*0.3-0.03) 0.3*0.3*14.2=0.153

On a C>B

$$\frac{0.357+\frac{N(d-d')-M_1}{bh^2 f_{bu}}}{0.857-\frac{c'}{h}} = 0.48$$

0 cm^2

A'=$\frac{N-bhf_{bu}}{\sigma'_s}$ = - 6.27 cm^2

Donc on a une section entièrement comprimé ***ELU*** non atteint :

Donc : le ferraillage qui est d'une part suffisant pour la sollicitation auquel le poteau est soumis ne remplis pas de l'autre part les exigences du ***RPA99v2003***, alors dans ce cas de figure on doit ferrailler avec le minimum qui est donnée dans le tab au dessus

A_s=0.5*0.3*0.3=4.5cm^2

C. Poutre soumis à N_{min} et le $M_{correspendant}$:

$$\begin{cases} N_{max} = -169.79\ Kn \\ M_{correspendan} = -2.44KN.m \end{cases}$$

-calcul de l'excentricité :

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{-2.44}{-169.79} = 0.014$

$e_0 = Max\left\{2cm; \frac{L}{250} = \frac{365}{250} = 1.46\right\} = 2cm.$

Répartition des contraintes dans la section

Pour ce faire on procède tel qu'il schématisé l'organigramme N°2

A= (0.357h-.81c') b$h^2\sigma_b$= (0.357*0.30-0.81*0.03)0.3*0.3^2*14.20=0.031

B=N (D-c')-M_1 avec $M_1 = N * e$

B=169.79*10^{-3}*(0.27-0.03)-(169.79*10^{-3}*0.014)=0.038

On A< B donc section entièrement comprimé

C= (0.5h-c')b h σ_b=(0.5*0.3-0.03) 0.3*0.3*14.2=0.153

On C< B :

$$\frac{0.357+\frac{N(d-d')-M_1}{bh^2 f_{bu}}}{0.857-\frac{c'}{h}} = 0.48$$

A=0 cm^2

A'=$\frac{M_1-(d-0.5h).b.hF_{bu}}{(d-d')\sigma_2}$ =$\frac{169.79*10^{-3}*0.014-(0.27-0.5*0.3)0.3*0.3*14.2}{(0.27-0.03)348}$ = -18.07 cm^2

A=$\frac{N-b.hF_{bu}}{\sigma_2}$ = $\frac{169.79*10^{-3}-0.3*0.3*14.2}{348}$+18.07 = -13.84 cm^2

Donc on aune section entièrement comprimé ELU non atteint :

Donc :

Le ferraillage qui est d'une part suffisant pour la sollicitation auquel le poteau est soumis ne remplis pas de l'autre part les exigences du ***RPA99v2003***, alors dans ce cas de figure on doit ferrailler avec le minimum qui est donnée dans le tab au dessus

A_s=0.5*0.3*0.3=4.5cm^2

Tableau V.59 : calcul de ferraillage de la poutre inclinée

P.D.R	cas	N(KN)	M(KN.m)	e(m)	A	B	A(cm^2)	A_{min} (cm^2)
terrasse	**Cas1**	92.73	12.88	0.14	0.031	-0.009	-6.65	4.5
étage	**Cas1**	39.42	5.49	0.03		-0.018	-6.27	4.5
P.I	**cas**	**N(KN)**	**M(KN.m)**	**e(m)**	**A**	**B**	**A (cm^2)**	A_{min} (cm^2)
étage	**Cas1**	169.79	2.44	0.014	0.031	0.038	-13.84	4.5

Pour tous les cas on adopta la section min de RPA version 2003

On choisit 8HA 12 de section A_s=9.04cm^2.

Tableau V.60 : vérification de l'effort normal a L'ELS

	niveau	M(travée)	$A_s(cm^2)$	σ_b (MPa)	σ_s (MPa	σ_b (MPa)	σ_s (MPa	vérification
PDR	terrasse	2.02	9.04	0.4	3.7	15	202	ok
PDR	étage	38.92	9.04	9.3	181.8	15	202	ok
PI	étage	40.03	9.04	9.5	187.9	15	202	ok

Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d}$$

Tableau V.61 : vérification de l'effort normal à L'ELS.

	niveau	V_u(KN)	combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau u \leq \overline{\tau_u}$
intermédiaire	***terrasse***	5.60	1.35G+1.5Q	0.06	3.33	oui
	étage	170.22	1.35G+1.5Q	2.06	3.33	oui
rive	***étage***	174.9	1.35G+1.5Q	2.12	2.5	oui

Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235

D'après ***CBA93*** :

$$S_t = \frac{0.8 f_e A_t}{b_0(\tau_u - 0.3 f_{tj} K)}$$

Tableau V.62 : calcul des armatures transversales.

Poutre 30*50							
étage	**calcul**		**vérification**				**ferraillage**
			CBA		**RPA**		
	$A_t(cm^2)$	S_t(cm)	S_t(cm)	$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4Mpa$	S_t(cm)	$A_t(cm^2)$	**A choix**
	2.01	12	24.3	0.64	**12.5**	1.32	**6Ø8**

V.3. Ferraillage des poteaux :

V.3.1. Introduction:

On a choisi un coefficient de comportement ***R=3.5,*** le système de contreventement est constitué de voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par des voiles, alors les poteaux sont ferraillés en compression simple sous l'effet de l'effort normal maximal « N_{max} ».

Tableau V.63: Ferraillage des poteaux à ELU.

Niveaux	Cas	N°	Section (cm^2)	combinaison	N (KN)	A (cm^2)	A_{min} (RPA) (cm^2)	A_{chiosi} (cm^2)	A_{final} (cm^2)
17.98	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	541	40*40	**0.8G+Edy**	-165.3	3.2	11.20	12.31	**8HA16**
17.98	$M_{max}\rightarrow N_{cor}$	617	25*25	**0.8G+Edy**	-43.17	2	4.38	4.52	**8HA16**
17.98	$N_{max}\rightarrow M_{cor}$	203	80*40	**1.35G+1.5Q**	546.4	4.8	22.40	24.12	**12HA16**
13.60	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	394	80*40	**0.8G+Edy**	-190.0	4.8	22.40	24.12	**12HA16**
13.60	$M_{max}\rightarrow N_{cor}$	616	25*25	**0.8G+Edy**	-12.33	2	4.38	4.52	**8HA16**
13.60	$N_{max}\rightarrow M_{cor}$	198	80*40	**1.35G+1.5Q**	615.3	4.8	22.40	24.12	**8HA16**
10.54	$N_{max}\rightarrow M_{cor}$	124	80*40	**1.35G+1.5Q**	1150.7	4.8	22.40	24.12	**12HA16**
10.54	$N_{max}\rightarrow M_{cor}$	615	25*25	**0.8G+Edy**	-20.44	2	4.38	4.52	**8HA16**
10.54	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	442	25*25	**0.8G+Edy**	-143.83	2	4.38	4.52	**8HA16**
6.90	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	614	25*25	**0.8G+Edy**	-51.20	2	4.38	4.52	**8HA16**
6.90	$M_{max}\rightarrow N_{cor}$	614	25*25	**0.8G+Edy**	-51.20	2	4.38	4.52	**8HA16**
6.90	$N_{max}\rightarrow M_{cor}$	291	80*40	**1.35G+1.5Q**	1096.52	4.8	22.40	24.12	**12HA16**
3.40	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	77	80*40	**0.8G+Edy**	-310.76	4.8	22.40	24.12	**12HA16**
3.40	$M_{max}\rightarrow N_{cor}$	613	25*25	**0.8G+Edy**	-96.90	2	4.38	4.52	**8HA16**
3.40	$N_{max}\rightarrow M_{cor}$	86	80*40	**1.35G+1.5Q**	1724.93	4.8	22.40	24.12	**12HA16**

Tableau V.64: Ferraillage des poteaux à ELS.

Niveaux	N°	Section (cm^2)	combinaison	N (KN)	бb KN	б'$_s$ (MPa)	[бb] (MPa)	[бs] (MPa)
17.98	541	40*40	**G+Q**	22.68	0.1	2.3	15	201.36
17.98	617	25*25	**G+Q**	20.46	0.1	2	15	201.36
17.98	203	80*40	**G+Q**	401.07	1.1	39.2	15	201.36
13.60	394	80*40	**G+Q**	161.51	0.5	15.8	15	201.36
13.60	616	25*25	**G+Q**	17.30	0.1	1.7	15	201.36
13.60	198	80*40	**G+Q**	452.11	1.6	4.26	15	201.36
10.54	124	80*40	**G+Q**	884.48	2.4	40.6	15	201.36
10.54	615	25*25	**G+Q**	33.85	0.2	3.3	15	201.36
10.54	442	25*25	**G+Q**	20.80	0.2	2	15	201.36
6.90	614	25*25	**G+Q**	49.85	0.3	4.9	15	201.36
6.90	614	25*25	**G+Q**	49.85	0.3	4.9	15	201.36
6.90	291	80*40	**G+Q**	779.67	2.3	38.4	15	201.36
3.40	77	80*40	**G+Q**	142.13	0.4	6.8	15	201.36
3.40	613	25*25	**G+Q**	60.04	0.3	5.9	15	201.36
3.40	86	80*40	**G+Q**	1254.65	3.6	60.2	15	201.36

Tableau **V.65** *: vérification de ferraillage longitudinal des poteaux avec les règlements*

	A $_{choisis}$ (cm^2)	**A_{min} (CBA93) (cm^2)**	**A_{min} (RPA99) (cm^2)**	**Vérification**
Poteaux 80*40	24.12	3.2	22.40	C.V
Poteaux 40*40	12.31	1.6	11.20	C.V
redresseurs 25*25	4.52	0.625	4.38	C.V

V.3.2. Vérification des contraint tangentielle

Remarque *:*

La contraint tangentielle et vérifiée automatiquement par l'absence d'effort tranchant totalement réduit par la présence des voile

❖ **Application de recommandation**

Tableau* V.66 *: les armatures transversales et leurs espacements

section	T_u (kN)	A_t (mm^2)	λ_g	ρ_a	St_{cal} (cm)	Zone	St_{finale}	choix
45*45	91.20	201.06	4.13	3.75	29.53	***courante***	15	4Φ8
						nodale	10	
50*50	56.76	201.06	3.01	3.75	23.62	***courante***	15	4Φ8
						nodale	10	

V.3.9.Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (At/St*b) :

TableauV.67 : Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux

section	zone	$t = \frac{A_t}{S_t . b}$ (%)	λ_g	t≥0.3%	t≥0.8%	0.3%<t<0.8%
45*45	courante	0.30	4.13	-	-	oui
	nodale	0.45		-	-	oui
50*50	courante	0.40	3.01	-	-	oui
	nodale	0.40		-	-	oui

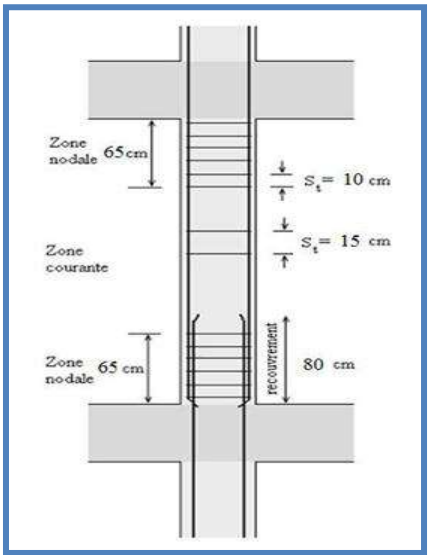


Fig. V.19: Disposition des armatures dans les poteau

- **Les coups en Plan de ferraillage des poutres :**

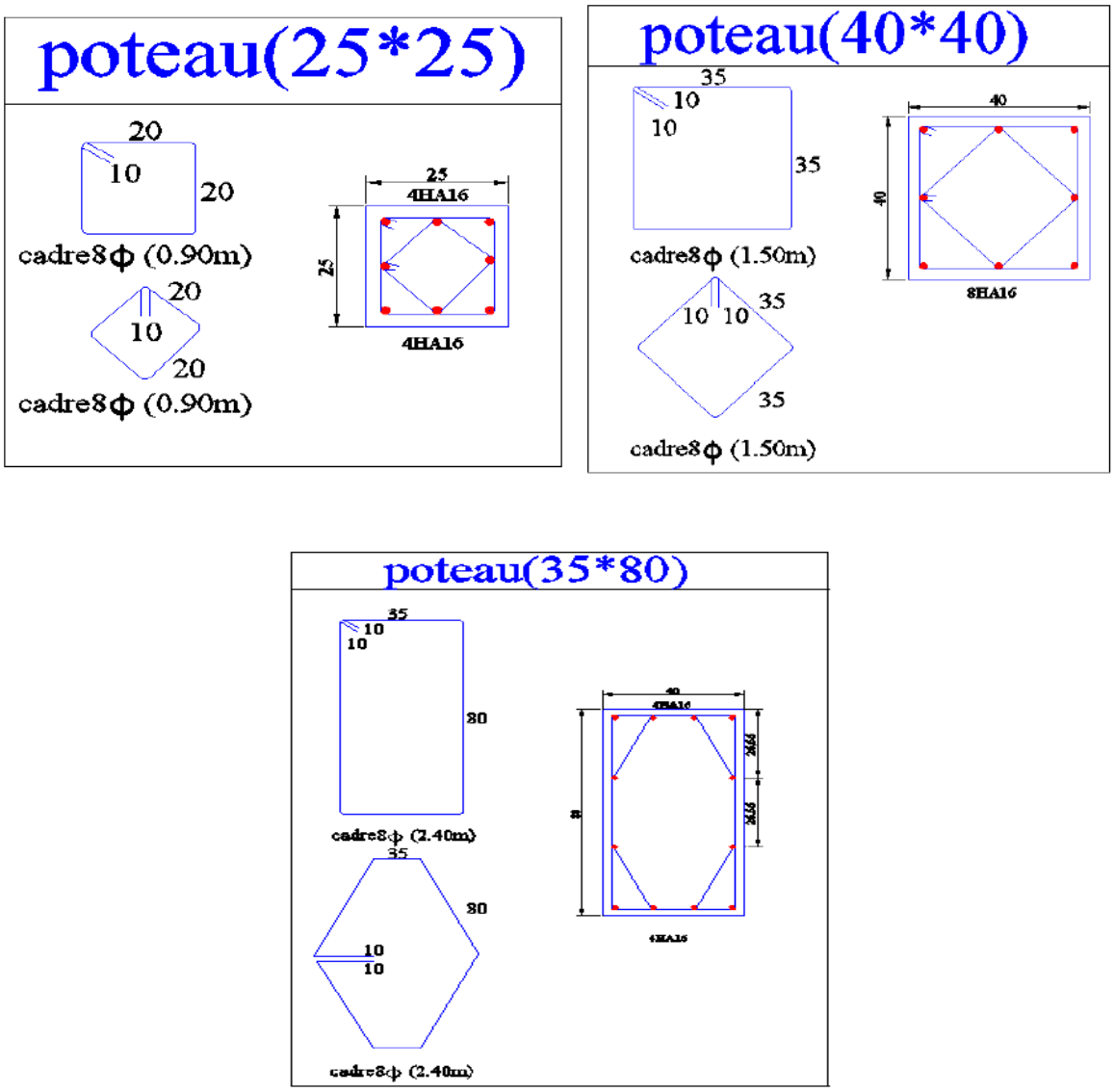


Figure V .20 : coupe de ferraillage des poteaux.

V.4. Ferraillage des voiles :

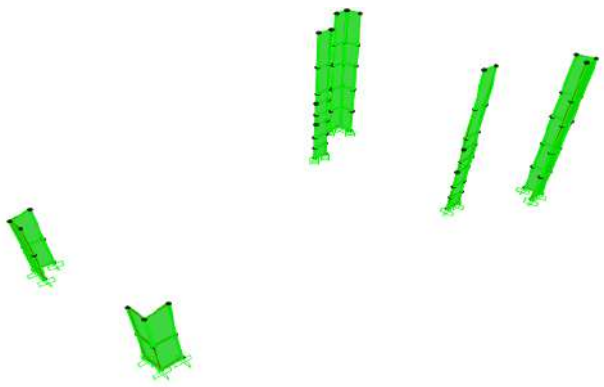


Figure V .21 : représente les voiles.

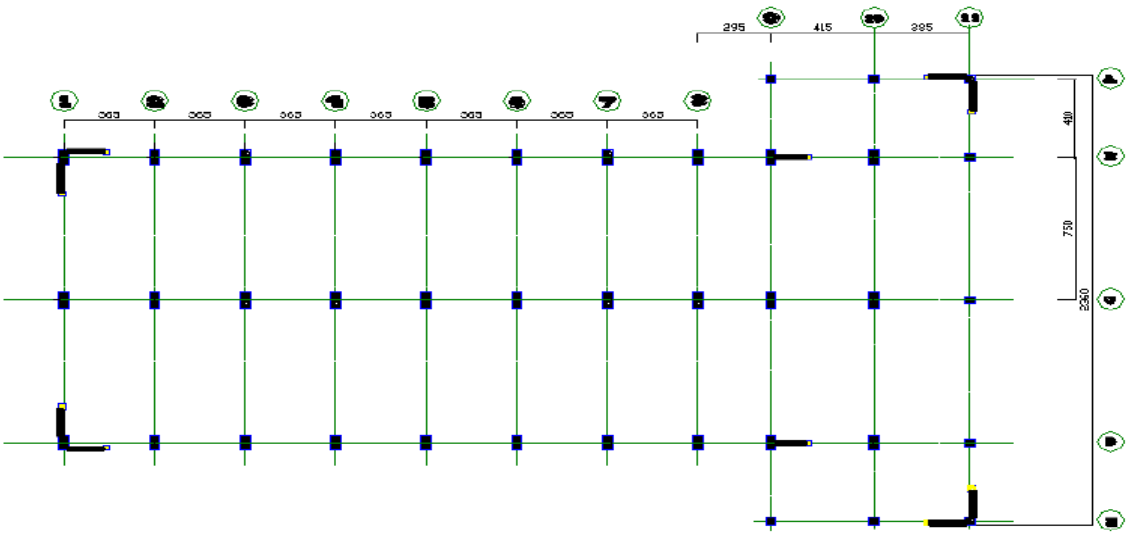


Figure V .22 : position des voiles de contreventement en plan

Tableau V. 68: calcul des armatures verticales

niveaux	Section (cm^2)	Combinaison	N(KN)	M(KN.m)	A_t(cm^2)	A choisir (cm^2)
3.4	**15*130**	**G+Q+Edx**	645.64	482.30	5.8	**2*(9HA12)=10.17**
6.9	**15*130**	**G+Q+Edx**	397.17	135.74	5.8	**2*(9HA12)=10.17**
10.54	**15*130**	**G+Q+Edx**	260.41	93.57	5.8	**2*(9HA12)=10.17**
13.6	**15*130**	**G+Q+Edx**	173.06	239.02	5.8	**2*(9HA12)=10.17**
17.98	**15*130**	**G+Q+Edx**	114.38	143.84	5.8	**2*(9HA12)=10.17**

Tableau V. 69: vérification des armatures a ELS des voiles

niveaux	Section (cm^2)	fissuration	N(KN)	M(KN.m)	A_t (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
3.4	**15* 130**	préjudiciable	319.70	-22.92	10.17	1.8	26.7	**OK**
6.9	**15* 130**	préjudiciable	251.34	-19.79	10.17	1.4	21.4	**OK**
10.54	**15* 130**	préjudiciable	210.69	-53.45	10.17	1.8	26.8	**OK**
13.6	**15* 130**	préjudiciable	100.38	-39.90	10.17	1.1	16.2	**OK**
17.98	**15* 130**	préjudiciable	54.13	-64.29	10.17	1.3	18.9	**OK**

Tableau V. 70 : calcul des armatures horizontales

niveaux	e (cm)	h (cm)	V (kN)	τ_b (Mpa)	$\bar{\tau}_b$ (Mpa)	$S_{t\ adopte}$	A choisir (cm^2)
3.4	**15**	310	245.21	0.82	5	15	**2*(21HA10)=23.73**
6.9	**15**	320	71.20	0.23	5	15	**2*(22HA10)=24.86**
10.54	**15**	334	59.37	0.18	5	15	**2*(23HA10)=25.99**
13.6	**15**	276	167.46	0.63	5	15	**2*(19HA10)=21.47**
17.98	**15**	408	49.96	0.13	5	15	**2*(27HA10)=30.51**

Tableau V. 71 : la dimension finale

	Plancher (cm)	*Dalle pleine (cm)*	*P.P*	*P.S*	*Les gaussée*	*Poteaux*	*voiles*
Bloc « A »	**16+4**	17	30*40 30*35	30*35 30*30		50*50 40*40 PT circulaire 40	**15**
Bloc « B »	16+4	25	30*60	30*30	40*120	40*80 40*40 Raidesseur25*25	15

VI. Introduction :

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés au dessous du niveau de base en contact direct avec le sol d'assise, auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

VI. 1.Classification des fondations :

Un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

VI. 2.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.
- ✓ Les charges amenées par la construction.
- ✓ La capacité portante du terrain de fondation.
- ✓ La raison économique.
- ✓ La facilité de réalisation.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.-

VI. 3.Etude préliminaire du choix de type de semelle

La structure en question sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de **2.16 bar** pour une profondeur d'ancrage de **2m** par rapport au niveau fini du terrain d'assise après les travaux de terrassement effectués, selon le rapport de sol.

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.

❖ Précautions :

Pour augmenter la capacité portante du sol on essayé par calcul de prévoir une épaisseur du gros béton de 1.5m **«** dans les cas ou une couche de gros béton est interposée entre le sol et les semelles, la transmission de charge se fera a traverse le gros béton (dosage 200 kg/m3 minimum qui aura travaillé a une contrainte de 10 à 12 bars suivant un angle tel que d/h varie de 0.5 à 0.6 m **»** Albert FUENTES.

➢ **BLOC A :**

VI. 4. Calcul des semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $N_{s\ max}$ qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \Longrightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

S : Surface de la fondation ($A \times B$).

N : Effort normal appliqué sur la fondation (ELS).

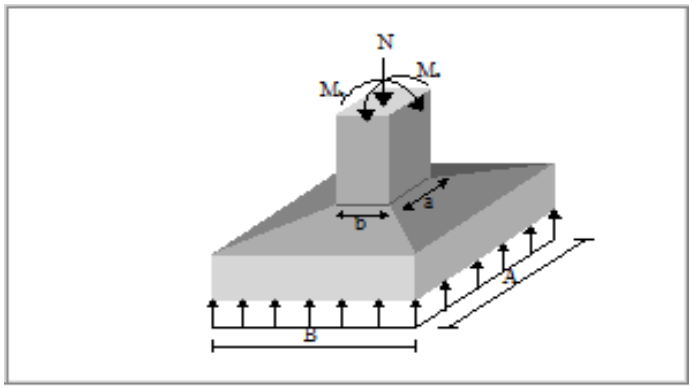


Figure VI. 1 : Représentation des semelles isolées sous poteaux carrés.

✓ **Si M=0 :**

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_s}}$$

$$d_a \geq \frac{A-a}{4} \Rightarrow h \geq d+e+\frac{\phi}{2} \Rightarrow h\ adp \Rightarrow \begin{cases} da_{\ adp} = h_{adp} - e - \frac{\phi}{2} \\ d_b = d_{a\ adp}\frac{\phi a+\phi B}{2} \\ . \end{cases}$$

Par la méthode des bielles on détermine le ferraillage comme suit :

$$\begin{cases} A = \frac{N\,(A-a)}{8\,.\,da\,.\,\sigma s} \\ A = \frac{N\,(B-b)}{8\,.\,db\,.\,\sigma s} \end{cases}$$

✓ **Si M≠ 0 :**

On procède comme suite :

Tableau VI .1 : récapitulation de la méthode de calcul des semelles isolées

<table>
<tr><th colspan="2">Répartition trapézoïdale</th><th colspan="2">Répartition triangulaire</th></tr>
<tr><td colspan="4">Dimensionnement des semelles</td></tr>
<tr><td colspan="2">$e_{0b}=\frac{Mb}{N} \leq B/6$</td><td colspan="2">$e_{0b}=\frac{Mb}{N} \geq B/6$</td></tr>
<tr><td colspan="2">$\frac{a}{b}\sigma s \,.\, B^3 - N.B - 3.\, e_{0b}.N \geq 0$</td><td colspan="2">$\frac{1.995a}{b}\sigma s \,.\, B^2 - (3.99.\frac{a}{b}\, e_{0b}.\, \sigma s\,)\, B - 2.N \geq 0\ 0$</td></tr>
<tr><td>$M_a=0$</td><td>$\Rightarrow B \Rightarrow A$</td><td rowspan="2" colspan="2">$A=\frac{a}{b}.B$</td></tr>
<tr><td>$M_a\neq 0$</td><td>$\frac{b}{a}\sigma s \,.\, A^3 - N.A - 3.\, e_{0a}.N \geq 0$</td></tr>
<tr><td colspan="4">Ferraillage des semelles</td></tr>
<tr><td>$e_{0b} \leq B/18$</td><td>$A_b=N(1+(3\ e_{0b}/B)) * \left(\frac{B-b}{8\,.\,db\,.\,\sigma s}\right)$</td><td colspan="2">$M_{1b}=A(B/2-0.35b)2.((\sigma\ 3b + 2.\ \sigma\ 2b\ /6)$
$A_b= M1b/\ \beta.\ db.\ \sigma s$</td></tr>
<tr><td>$M_a=0$</td><td>$Aa=N(1+(3\ e_{0b}/B))\left(\frac{A-a}{8\,.\,da\,.\,\sigma s}\right)$</td><td>$M_a=0$</td><td>$A_a=N(1+(3\ e_{0b}/B))\left(\frac{A-a}{8\,.\,da\,.\,\sigma s}\right)$</td></tr>
<tr><td>Ma ≠0 et $e_{0a} \leq A/18$</td><td>$A_a=N(1+(3\ e_{0b}/A))\left(\frac{A-a}{8\,.\,da\,.\,\sigma s}\right)$</td><td>$M_a\neq 0$</td><td>$M_{1b}=B(A/2-0.35a)^2*((\sigma\ 3b + 2.\ \sigma\ 2b\ )/6$
$A_a= M_{1a}/\ \beta.\ da.\ \sigma s$</td></tr>
</table>

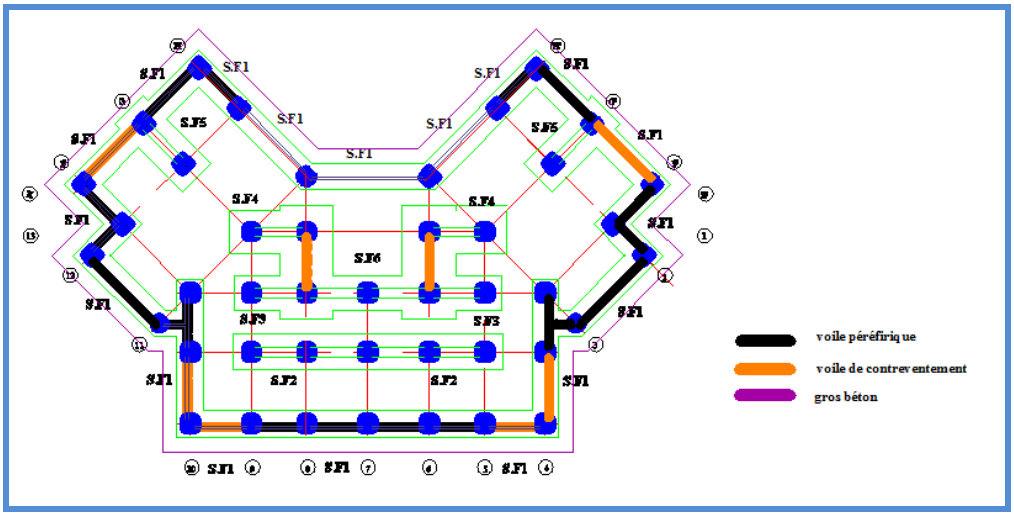


Figure VI. 2 : système de fondation proposé

L'espacement est le suivant : Sa = $\frac{b-2(e+\phi b+\frac{\phi}{2}a)}{(na-1)}$; Sb = $\frac{A-2(e+\frac{\phi}{2}b)}{(nb-1)}$

Tel qu'on adopte le ferraillage maximal entre **l'ELU** et **l'ELS.**

VI.4.1. Dimensionnement des semelles isolées :

Pour notre étude on a les poteaux sont sollicite a la compression simple donc on 'est dans la **1ier** cas on a **M=0 :**

Tableau VI.2: dimensionnement de la section des semelles isolées

semelle	Combinaison	N (kn)	σ_{sol} (bar)	A(m)	B(m)	A_{adop} (m)	B_{adop} (m)	d(m)	h(m)
S1	**G+Q**	777.69	2.16	1.9	1.9	2.2	2.2	0.425	0.50
S2	**G+Q**	833.02		1.96	1.96	2.2	2.2	0.425	0.50
S3	**G+Q**	925.66		2.07	2.07	2.4	2.4	0.475	0.55
S4	**G+Q**	833.61		1.96	1.96	2.2	2.2	0.425	0.50
S5	**G+Q**	777.28		1.9	1.9	2.2	2.2	0.425	0.50

VI.4.2. Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorce\ \ poteau} + P_{remblais}}{S_{choisi}} \leq \sigma_s$$

Tableau VI.3 : Vérification des contraintes à l'ELS des semelles isolées

N (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{amorce\ p}$ (KN)	$P_{remblé}$	σ_{cal} (bar)	$\sigma_{cal} <= \sigma_{Sol}$
777.69	60.5	9.37	130.68	2.02	oui
833.02	60.5	9.37	130.68	2.13	oui
925.66	79.2	9.06	150.34	2.02	oui
833.61	60.5	9.37	130.68	2.13	oui
777.28	60.5	9.37	130.68	2.02	oui

VI .4.3.Vérification de l'interférence entre deux semelles :

Lorsqu'il a deux fondations voisines (±proches)

Il y aura existence de pressions qui sont deux aux charges permanentes appliquées aux fondations, ces pression présenter bon forme de bulles au niveau du sol et qui peuvent s'interagirent entre elle.

Les semelles les plus charges peuvent provoquées des soulèvements des autres semelles les moins charges

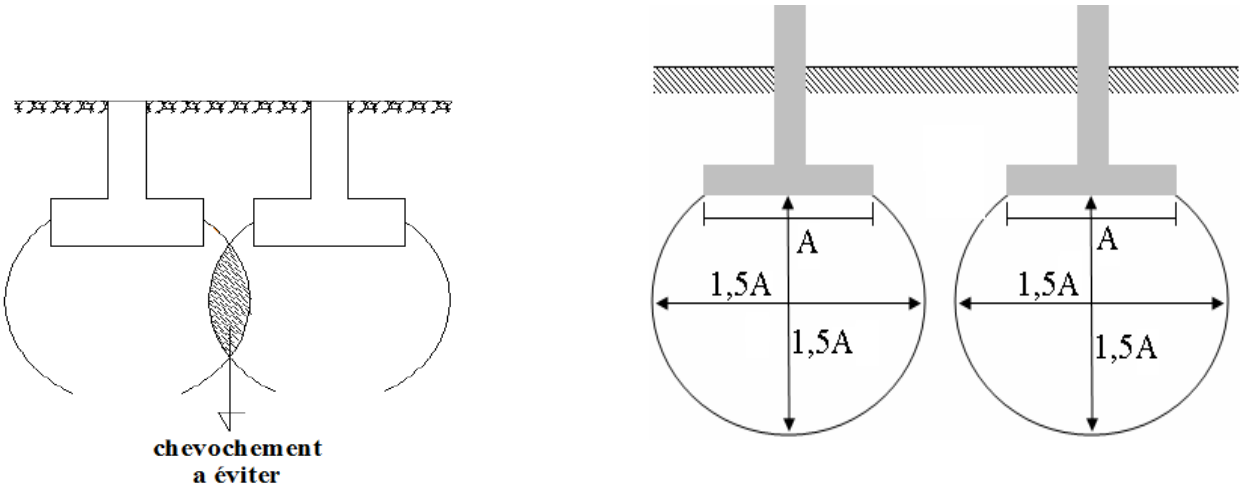


Figure VI. 3: Les bulles de pression

D'après le tableau on remarque qu'il y a un problème d'interférence des semelles isolées, on adopte en deuxième lieu pour des semelles filantes sous deux poteaux.

VI.5. 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 la méthode des bielles obliques de compression du béton.
- Bon enrobage des armatures.
- Non poinçonnement.

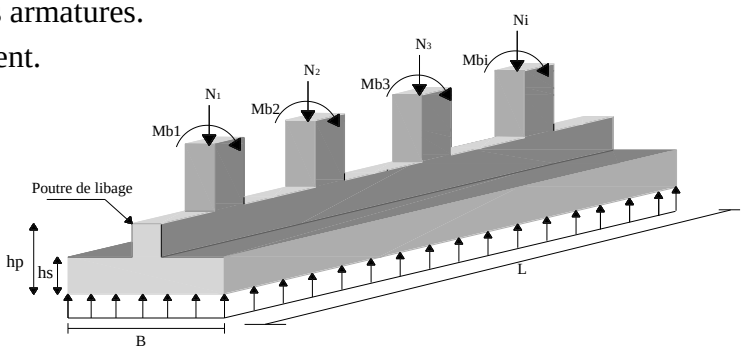


Figure VI. 4: Semelle filante sous poteaux

VI.5.1. semelles filantes sous poteaux :

- La semelle filante sous plusieurs poteaux comporte 2 éléments, on distingue : la semelle et la poutre de libage.
- La semelle travaille transversalement, et supporte l'effort normal et le moment transversal provenant du poteau.
- La poutre de libage travaille longitudinalement et support les efforts normaux provenant du poteau, elle travaille comme une poutre continue (renversée), en flexion simple.

VI.5.1.1.Dimensionnement :

On doit vérifier l'inégalité suivante :

$S=B*L \geq \frac{\sum N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

$L= \sum Li + d_1 + d_2$

$d = \frac{\pi}{4} * l_e$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{K * b}}$$

I : moment d'inertie poutre de libage
K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm'). ; Sol moyen
b : la largeur de poteau
E : module d'élasticité de béton. ; $E= 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86$ MPa

$I = \frac{b*h^3}{12}$; h : hauteur de poutre de libage

Hauteur de semelle :

$h= d+c+\phi/2$

1. $d \geq \frac{B-b}{4}$
2. $C = 3\ cm$
3. $\phi/2= 12/2= 6$ mm = 0.6cm

VI.5.1.2.Pré dimensionnement de poutre de libage

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0.5*K*l^4{}_{max}}{E}}$$

Tel que :

L_{max} : la plus grande distance entre 2 poteaux

Les résultats son résumé dons le tableau suivant :

Tableau VI.4 : dimensionnement de la section des semelles filantes suivant y

semelle	Combinaison	N (kN)	σ_{sol}	L (m)	B (m)	B(m) adopte	d (cm)	h (cm)
SF1	G+Q	4094.62	2.16	12.26	1.54	1.9	0.35	0.4
SF2	G+Q	3909.47		12.26	1.47	1.9	0.35	0.4
SF3	G+Q	1160.13		2.91	1.86	2.3	0.45	0.5
SF4	G+Q	1168.2		2.91	1.85	2.3	0.45	0.5
SF5	G+Q	1078.08		2.95	1.67	2.1	0.4	0.45
SF6	G+Q	1079.2		2.95	1.67	2.1	0.4	0.45

VI.5.1.3.Vérification de contrainte a L'ELS

$$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorce\ \ poteau} + P_{remblais}}{S_{choisi}} \leq \sigma_s$$

Tableau VI.5 : Vérification de contrainte à L'ELS.

P semelle	P amorce p	P remblai	$\sum$ N	σ_{cal}	$\sigma_{cal} \leq \sigma_{Sol}$
232.94	10	670.86	4094.62	2.15	cv
232.94	10	670.86	3909.47	2.07	cv
83.66	9.375	180.71	1160.13	2.14	cv
83.66	9.375	180.71	1168.2	2.15	cv
76.33	9.68	189.30	1078.08	2.11	cv
76.33	9.68	189.30	1079.2	2.11	cv

VI.5.1.4.Vérification de chevauchement entre les semelles filantes sous poteau et semelle filant sous voile:

Tableau VI.6 : vérification de chevauchement des semelles filantes

semelle	C_1(m)	C_2(m)	L_1(m)	L-[(C_1+C_2)/2] (cm)	L-[(C_1+C_2)/2]>50(cm)
SF 1- SF 2	1.4	1.9	3.78	2.13	CV
SF 2- SF 3	1.9	1.9	3.11	1.21	CV
SF 3- SF 4	1.9	2.3	3.20	1.10	CV
SF 4- SF 1	2.3	1.4	2.91	1.06	CV
SF 5- SF 1	2.1	1.5	4.12	2.32	CV

VI.5.2. Semelle filantes sous voile :

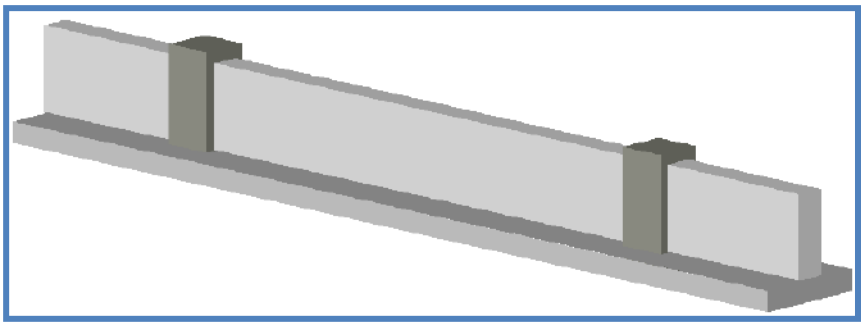


Figure VI.5 : Schéma d'une semelle filante sous voile.

VI.5.2.1.Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

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

Avec :

- **$\sum N$:** est la somme des efforts normaux.
- **L :** la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante se déterminent respectivement comme suit :

$$B \geq \frac{N}{1000 \cdot \sigma_{sol}} \quad ; \quad d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h = d + c + \frac{\phi}{2}$$

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant comptent le poids du remblai, les résultats de dimensionnement sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.7 : dimensionnement de la section des semelles filantes sous voile.

semelle	N (kN)	$б_{sol}$	L (m)	B (m)	B(m) adopte	d (m)	h (cm)
SF1	1590.04		3.22	2.28	2.8	0.575	0.65
SF2	1611.47		3.22	2.31	2.8	0.575	0.65
SF3	2858.16		18.65	0.71	1.4	0.225	0.3
SF4	1055.62		6.89	0.71	1.4	0.225	0.3
SF5	233.22	**2.16**	1.62	0.66	1.4	0.225	0.3
SF6	625.83		5.05	0.58	1.4	0.225	0.3
SF7	422.18		2.33	0.83	1.4	0.225	0.3
SF8	586.82		2.95	0.92	1.4	0.225	0.3
SF9	1450.47		8.57	0.78	1.4	0.225	0.3
SF10	1714.06		8	1.00	1.4	0.225	0.3
SF11	1527.15		6.44	1.09	1.4	0.225	0.3

VI.5.2.2.Vérification de contrainte a L'ELS :

$$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorce\ \ poteau} + P_{remblais}}{S_{choisi}} \leq \sigma_s$$

Tableau VI.8 : Vérification de contrainte à L'ELS

$P_{semelle}$	$P_{remblai}$	$\sum N$	$б_{cal}$	$б_{cal} \leq б_{Sol}$
146.51	219.08	1590.04	2.15	cv
146.51	219.08	1611.47	2.15	cv
195.83	500.58	2858.16	1.36	cv
72.34	295.17	1055.62	1.47	cv
17.01	69.40	233.22	1.41	cv
53.03	216.34	625.83	1.26	cv
27.40	99.82	422.18	1.68	cv
30.97	126.38	586.82	1.8	cv
89.98	367.14	1450.47	1.59	cv
84	342.72	1714.06	1.91	cv
67.62	275.88	1527.15	**2.07**	cv

VI.5.3. Ferraillage des semelles filantes :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de longueur par la méthode des bielles à **l'ELU** et à **l'ELS** et on adopte par la suit le maximum des deux résultats.

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

Armatures principales :

$$A = \frac{N\,(B-b)}{8\,.\,d\,.\,\sigma s} \quad \& \quad E_{sp} = \frac{100}{n}$$

Avec :

n: étant le nombre de barres

Armatures de répartition :

$$A_{rép} = \frac{A(cm^2)\,.\,B(m)}{4} \quad ; \quad E_{sp} = \frac{B-2e-\phi}{(n-1)}$$

Avec :

$[\sigma_s]$= 348MPa à l'ELU : en situation durable.

$[\sigma_s]$ = 202MPa à l'ELS.

VI.5.3.1.Semelles filantes sous poteaux :

Tableau VI.9: ferraillage des semelles filantes sous poteaux

semelle	N_u	N_{ser}	L_{max}	B (m)	A_u (cm^2)	A_{ser} (cm^2)	A_{finale} (cm^2)	Esp (cm)
SF1	5079.78	4094.62	12.26	1.9	73.06	58.90	6HA12=6.78	15
SF2	5616.43	3909.47	12.26	1.9	81.64	57.11	6HA12=6.78	15
SF3	1604.19	1160.13	2.91	2.3	23.51	17.13	6HA12=6.78	15
SF4	1600.09	1168.2	2.91	2.3	23.51	17.30	6HA12=6.78	15
SF5	1478.04	1078.08	2.95	2.1	21.51	15.76	6HA12=6.78	15
SF6	1479.63	1079.2	2.95	2.1	21.51	15.76	6HA12=6.78	15

❖ **Récapitulation :**

Tableau VI.10 : Armature de répartition

Semelle	$A_{répartition}$ (cm^2)	ESP (cm)
SF (1 à 6)	6HA12=6.78	15

VI.5.3.2. Vérification des longueurs de scellement

La contrainte admissible d'adhérence τ_s = 2.8 MPa.

La longueur de scellement égale à : $l_s = \frac{\emptyset * f_e}{4 * \tau_s}$

$l_s \geq \frac{B}{4}$ Ancrage courbe.

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

$l_s \leq \frac{B}{8}$ On n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux a la longueur de 0.71B.

Tableau VI.11 : Longueur de scellement

semelle	B(m)	B/4(cm)	Ls(cm)	Ls≥ B/4	A/8(cm)	A/8≤ L_s ≤ A/4
SF1	1.9	47.5	42.85	CNV	23.75	CV
SF2	1.9	47.5	42.85	CNV	23.75	CV
SF3	2.3	57.5	42.85	CNV	28.75	CV
SF4	2.3	57.5	42.85	CNV	28.75	CV
SF5	2.1	52.5	42.85	CNV	26.25	CV
SF6	2.1	52.5	42.85	CNV	26.25	CV

Conclusion :

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle mais peuvent ne pas comporter des crochets.

VI.5.4. Ferraillage des poutres de libage :

VI.5.4.1.Dimensionnement :

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

Il faut vérifier l'inégalité suivant :

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

Avec :

- ✓ **E :** Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa).
- ✓ **L :** La plus grande travée dans la fille
- ✓ **K :** Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3) ; Pour un sol de densité moyenne.
- ✓ **I :** Moment d'inertie de la semelle $I = \frac{b.hp^3}{12}$.
- ✓ **h_p :** la hauteur de la poutre de libage

$$h_p = \sqrt[3]{\frac{48.l^4.K}{\pi^4.E}}$$

Les poutres de libage **(PL1, PL2, PL3 et PL4)** sont les poutres correspondantes aux semelles (**SF2, SF3, SF4, SF5, SF6 et SF8)** respectivement.

Tableau VI.12: Dimensionnement de la poutre de libage.

Poutre de libage	b(m)	l(m)	h(m)	I(cm^4)	$\frac{\pi}{2} l_e$	$l \leq \frac{\pi}{2} l_e$
PL1	0.5	3.22	0.7	1429166.66	3.76	oui
PL2	0.5	3.2	0.7	1429166.66	3.76	oui
PL3	0.5	2.91	0.7	1429166.66	3.76	oui
PL4	0.5	2.91	0.7	1429166.66	3.76	oui

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

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

Avec :

- ✓ **N_i:** la somme des efforts normaux.
- ✓ **L :** La longueur totale de la poutre de libage.

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

Tableau VI.13: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.

Poutre de libage	$\sum N$ (ELU) KN	$\sum N$ (ELS) KN	L (m)	q_u (KN/m^2)	q_{ser} (KN/m^2)
PL1	5658.55	4133.6	12.26	461.54	337.16
PL2	5505.22	4027.28	12.26	449.04	328.89
PL3	2787.64	2036.13	2.91	957.95	699.70
PL4	2786.91	2035.71	2.91	957.70	699.51

VI.5.4.2.Calcul des moments :

❖ **Aux appuis :**

- **à l'ELU:**

$$Ma = -\frac{q_u * (l_w'^2 + \gamma l_e'^2)}{8.5 * (1 + \gamma)}$$

- **à l'ELS :**

$$Ma = -\frac{q_{ser} * (l_w'^2 + \gamma l_e'^2)}{8.5 * (1 + \gamma)}$$

❖ **En travées :**

- **à l'ELU:**

$$Mt = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

- **à l'ELS :**

$$Mt = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

Tableau VI.14: Détermination des moments de la poutre de libage

Poutre de libage	ELU		ELS	
	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)
PL1	360.21	237.93	263.15	173.82
PL2	346.06	228.71	253.47	167.51
PL3	667.72	336.28	495.28	245.01
PL4	667.72	336.28	495.28	245.01

VI.5.4.3.Armatures longitudinales :

❖ **Calcul à l'ELU:**

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\varphi}{2}$$

$\mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2}$; On a $\mu \leq \mu_l = 0.392$

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

Tableau VI.15: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU

élément		Mu (KN.m)	D (cm)	A (cm^2)	A' (cm^2)	choix
PL1	**Travée**	237.93	67	10.6	0.00	4HA20=12.57
	appui	360.21	67	16.4	0.00	6HA20=18.85
PL2	**Travée**	228.71	67	10.2	0.00	4HA20=12.57
	appui	346.06	67	15.8	0.00	6HA20=18.55
PL3	**Travée**	336.28	67	15.3	0.00	6HA20=18.55
	appui	667.72	67	32.5	0.00	12HA20=37.70
PL4	**Travée**	336.28	67	15.3	0.00	6HA20=18.55
	appui	667.72	67	32.5	0.00	12HA20=37.70

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

Pour une fissuration préjudiciable :
$[\sigma_b]$= 15Mpa
$[\sigma_s]$= 201.6Mpa

Tableau VI.16: Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.

élément		A_{ELU} (cm^2)	M_{ser} (KN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ et $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
PL1	**Travée**	12.57	173.82	6.02	227.96	Non
	appui	18.55	263.15	7.80	234.61	Non
PL2	**Travée**	12.57	167.51	5.80	219.68	Non
	appui	18.55	253.47	7.63	229.39	Non
PL3	**Travée**	18.55	245.01	7.37	221.74	Non
	appui	37.70	495.28	11.83	229.44	Non
PL4	**Travée**	18.55	245.01	7.37	221.74	Non
	appui	37.70	495.28	11.83	229.44	Non

Remarque :
On remarque que les vérifications des contraintes ne sont pas satisfaisantes.

❖ **Calcul à l'ELS:**

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

Tableau VI.17: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS

élément		Mser(KN.m)	A (cm^2)	A'	choix
PL1	**Travée**	173.82	21.2	0.00	8HA20=25.13
	appui	263.15	33.00	0.00	12HA20=37.70
PL2	**Travée**	167.51	20.4	0.00	8HA20=25.13
	appui	253.47	31.7	0.00	12HA20=37.70
PL3	**Travée**	245.01	30.5	0.00	12HA20=37.70
	appui	495.28	61.3	0.00	20HA20=62.83
PL4	**Travée**	245.01	30.5	0.00	12HA20=37.70
	appui	495.28	61.3	0.00	20HA20=62.83

VI.5.4.4.Armatures de peau :

Puisque la poutre de libage à une hauteur de **70 cm** le **CBA93** exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au mois **3cm²/ml** posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. **A_p=3*1.2 = 3.6cm²**, donc on adopte **4HA12=4.52cm².**

VI.5.4.5.Armatures transversales :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

Tableau VI.18: Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

élément	Vu (KN)	τ_u (Mpa)	$[\tau_u]$ (Mpa)	A_t (cm^2)	zone		A_t (cm^2)
					Zone nodale	*Zone courante*	
PL1	382.86	1.14	2.5	**6HA8=3.02**	10	15	**6HA8=3.02**
PL2	372.44	1.11	2.5	**6HA8=3.02**	10	15	**6HA8=3.02**
PL3	726.09	2.16	2.5	**6HA8=3.02**	10	15	**6HA8=3.02**
PL4	725.73	2.16	2.5	**6HA8=3.02**	10	15	**6HA8=3.02**

➢ **BLOC B :**

VI. 4. Calcul des semelles isolées :

VI.4.1. Dimensionnement des semelles isolées :

Tableau VI.19 : dimensionnement de la section des semelles isolées

semelle	Combinaison	N (kN)	σ_{sol} (bar)	A(m)	B(m)	A_{adop} (m)	B_{adop} (m)	d(m)	h_{adop} (m)
S1	**G+Q**	387.03	**2.16**	1.4	0.7	1.1	2.2	0.35	0.4
S2	**G+Q**	731.59		1.84	0.92	1.5	3	0.55	0.6
S3	**G+Q**	985.95		2.14	1.07	1.8	3.6	0.70	0.75
S4	**G+Q**	1253.28		2.4	1.2	1.9	3.8	0.75	0.8
S5	**G+Q**	895.93		2.03	1.02	1.7	3.4	.0.65	0.7
S6	**G+Q**								

VI .4.2.Vérification de l'interférence entre deux semelles :

Tableau VI.20 : vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-X

	semelle	A (m)	A' (m)	1.5x (A+A')/2	L (m)	L≥1.5x (A+A')/2
suivant x	**S1-S2**	1.1	1.5	1.95	3.65	non
	S2-S3	1.5	1.8	2.475	3.65	non
	S3-S5	1.8	1.9	2.775	3.65	non
	S2-S4	1.5	1.9	2.55	3.65	non
	S4-S5	1.9	1.7	2.4	3.65	non
	S4-S3	1.9	1.8	2.77	3.85	non

Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il n'y a pas chevauchement des semelles.

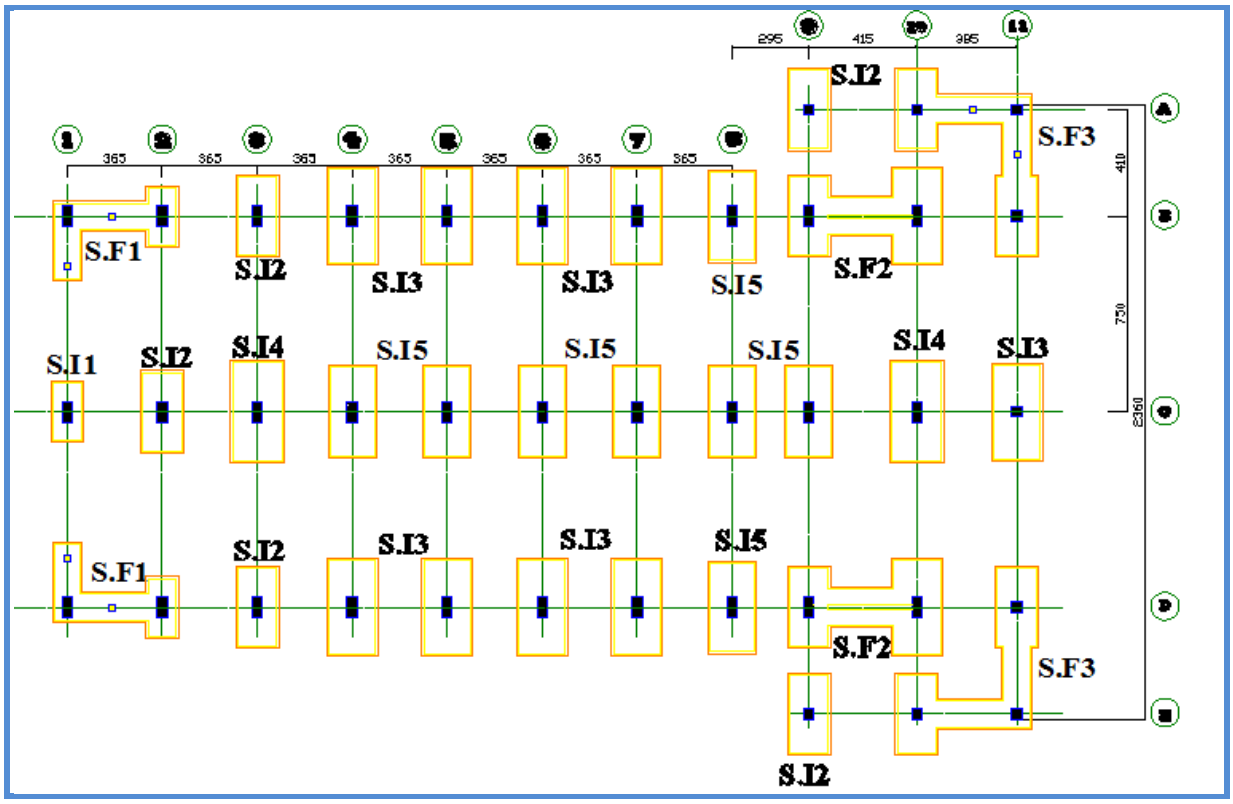


Figure VI. 6 : système de fondation proposé

VI.4.3. Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorce\ \ poteau} + P_{remblais}}{S_{choisi}} \leq \sigma_s$$

Tableau VI.21: Vérification des contraintes à l'ELS des semelles isolées

N (KN)	P semelle (KN)	A amorce p (KN)	P remblai	σ_{cal} (bar)	$\sigma_{cal} <= \sigma_{Sol}$
387.03	43.31	10	51.975	2.13	oui
731.59	67.5	10	113.4	2.04	oui
985.93	121.5	10	145.8	1.94	oui
1253.28	108	10	162	2.12	oui
895.93	96	10	115.2	2.11	oui

VI.5. Calcul des semelles filantes :

VI.5.1. Semelle filantes sous voile :

VI.5.1.1.Dimensionnement :

Tableau VI.22 : dimensionnement de la section des semelles filantes sous voile.

semelle	sens	N (kN)	$б_{sol}$ (MPA)	L (m)	B (m)	B(m) adopte	d (m)	h (cm)
SF1		245.541		2.5	0.47	0.6	0.05	20
SF2	***X***	607.15	2.16	2.5	1.22	1.4	0.25	30
SF3	***Y***	258.685	2.16	2.5	0.47	0.6	0.05	20

VI.5.1.2.Vérification de contrainte a L'ELS :

$$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorce\ \ poteau} + P_{remblais}}{S_{choisi}} \leq \sigma_s$$

Tableau VI.23 : Vérification de contrainte à L'ELS

$P_{semelle}$	$P_{amorces\ p}$	$P_{remblai}$	$\sum N$	$б_{cal}$	$б_{cal} \leq б_{sol}$
26.25	13.6	107.1	607.15	2.01	OUI
7.5	7.2	48.6	258.685	2.14	OUI
7.5	7.2	48.6	245.541	2.05	OUI

Les conditions sont vérifiées.

VI.3.Ferraillage des semelles isolée :

Tableau VI.24: ferraillage des semelles isolées

semelle	N_u	Nser	L_{max}	B (m)	A	Au (cm^2)		Aser (cm^2)	
						A_a	A_b	A_a	A_b
S1	553.61	387.03	3.65	2.2	1.15	3.98	7.95	2.78	5.56
S2	999.67	731.59	3.65	3	1.55	7.18	14.36	5.26	10.51
S3	1347.43	985.93	3.65	3.6	1.85	9.68	19.36	7.08	14.17
S4	1723.58	1253.28	3.65	3.8	1.95	12.38	24.76	9.00	18.01
S5	1245.54	895.93	3.85	3.4	1.75	8.95	17.90	6.44	12.87

Tableau: VI.25 : choix de ferraillage des semelles isolées

semelle	$A_{a_{choisie}}$	A_{sa} (cm^2)	e_a(cm)	$A_{b_{choisie}}$	$A_{sb}(cm^2)$	e_a(cm)
S1	**7HA12**	**7.91**	15	**14HA12**	**15.82**	**15**
S2	**10HA12**	**11.3**	**15**	**19HA12**	**21.47**	**15**
S3	**12HA12**	**13.56**	**15**	**23HA12**	**25.99**	**15**
S4	**13HA12**	**14.69**	**15**	**25HA12**	**28.25**	**15**
S5	**11HA12**	**12.43**	15	**22HA12**	**24.86**	**15**

❖ **Récapitulation :**

Tableau: VI.26: armature de répartition.

Semelle	A répartition (cm^2)	A répartition (cm^2)	A_b	A_b	E_{sp} (cm)	
S1	1.97	**6HA10=4.68**	3.95	**6HA10=4.68**	15	15
S2	2.825	**6HA10=4.68**	5.36	**10HA10=7.8**	15	10
S3	3.39	**6HA10=4.68**	6.5	**10HA10=7.8**	15	10
S4	3.67	**6HA10=4.68**	7.06	**10HA10=7.8**	15	10
S5	3.10	**6HA10=4.68**	6.21	**10HA10=7.8**	15	10

VI.3.1.Vérification des longueurs de scellement

La contrainte admissible d'adhérence τ_s = **2.8 MPa**.

La longueur de scellement égale à : $l_s = \frac{\emptyset * f_e}{4 * \tau_s}$

- $l_s \geq \frac{B}{4}$ Ancrage courbe.
- $\frac{B}{8} \leq l_s \leq \frac{B}{4}$ Ancrage courbe ou rectiligne.
- $l_s \leq \frac{B}{8}$ On n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux a la longueur de **0.71B.**

Conclusion :

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle mais peuvent ne pas comporter des crochets.

VI.4. ferraillage des Semelles filantes sous voile :

Tableau VI.27: choix: ferraillage des semelles filantes sous voile

semelle	sens	N_u	N_{ser}	M	L_{max}	B (m)	Au (cm^2)	A ser (cm^2)	A_{finale} (cm^2)	E_{sp} (cm)
SF1	***X***	352.402	258.685	-8.97	1.5	1.0	1.90	1.45	**7HA12=7.91**	15
SF2		831.992	607.15	14.86	1.5	2.4	7.45	5.51	**7HA12=7.91**	15
SF3	***Y***	334.733	245.541	**-3.72**	1.5	1.0	1.69	1.27	**7HA12=7.91**	15

❖ **Récapitulation :**

Tableau VI.28: Armature de répartition

semelle	$A_{répartition}$ (cm^2)	$A_{répartition}$ (cm^2)	E_{sp} (cm)
SF1	1.97	**10HA10=11.3**	**15**
SF2	6.54	**16HA10=18.08**	**10**
SF3	**2.5**	**10HA10=11.3**	**15**

Tableau VI.29 : Longueur de scellement

ellemes	B(m)	B/4(cm)	L_s (cm)	$L_s \geq$ B/4	A/8(cm)	A/8$\leq L_s \leq$ A/4
SF1	1	25	42.85	C. V	/	/
SF2	2.4	60	42.85	C. N.V	30	C.V
SF3	1	25	42.85	C. v	/	/

Conclusion :

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle mais peuvent ne pas comporter des crochets.

VI .5 Ferraillage des longrines : selon RPA [art 10.1.1]

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 au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.
b) Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :
25 cm x 30 cm : S3

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :
F= (N/ α) ≥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.

- **Matériaux :**

- **Situation durable :**

- **Béton :** σ_{bc}= 14.2 MPa ; f_{c28}= 25 MPa ; γ_b= 1.5
- **Acier:** **FeE** 400; σ_s= 348 MPa; **FeE** 400; γ_s = 1.15

- **Situation accidentelle :**

- **Béton :** σ_{bc}= 18.48 MPa ; f_{c28}= 25 MPa ; γ_b= 1.5
- **Acier:** **FeE**400; σ_s= 400 MPa; **γs** = 1

VI 5.1. Recommandation des règlements :

- **Selon le RPA99 (Art 10.1.1) :**

Le ferraillage minimum doit être de 0.6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à la **min (20 cm, 15Ø1)**

- **Selon le CBA93 :(A.7.1.2)**

La section des armatures longitudinales est : $\mathbf{A \geq A_{min} = \frac{b.h}{1000}}$

- **St ≤ min [0.9d ; 40cm]**
- $\frac{A_t f_e}{b.S_t} \geq$ **0.4 Mpa**
- $\frac{A_t}{b.S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{c28}.k)}{0.9 f_e\,(cos\alpha + \sin\alpha)}$

Avec **K=1, α=90^0**

Le diamètre des armatures transversales ***(A.6.4.2)*** est donné par : $\emptyset_t \leq$ **min** $\left[\frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right]$

➢ **BLOC A :**

❖ **Ferraillage :**

F= (N/ α) ≥20 KN **avec : α**=10

A= (F/σ_s)

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

Tableau VI.30 : calcule de ferraillage.

B (cm^2)	N_u (KN)	F(KN)	A_{calcul} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{Min} CBA (cm^2)	A_{Min} RPA (cm^2)	Vérification
30*40	1602.02	106.80	3.07	**6HA14=9.23**	1.2	7.2	C.V

V5.2. 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 Mser :

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

σ_s **=F/$A_{choisie}$**

$\overline{\sigma_s}$ = min [$\frac{2}{3} \times f_e$; 110$\sqrt{\eta \times f_{tj}}$] = 201.63Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau VI.31 : vérification des contraint à l'ELS.

B (cm^2)	N_{ser} (KN)	F(KN)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30*40	1169.16	77.94	6.78	84.44	164.97	CV

VI 5.3. Calcul des armatures transversales :

- L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE235.

- Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$\emptyset_t \leq$ min [h/35; b/10] selon ***CBA93 Art A.6.4.2***

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

❖ **Selon RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 :**

- S_t = min [h/4 ; 12$\emptyset_l$] …….. ***[Zone nodale].***
- $S_t \leq$ h/2 …….. ***[Zone courant].***
- $S_t \leq \frac{A_t}{0.003 \times b}$

❖ **Selon CBA 93 : [art A.5.1.2.2]**

- S_t = min [0.9d ; 40cm]
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4$ Mpa
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{c28}.K)}{0.9 f_e(cos\alpha + \sin\alpha i)}$

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.32 : calcule des armatures transversales et leurs espacements dans 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)	$A_{t\,choisie}$ (cm^2)
30*40	0.11	33.75	1.01	10	20	0.9	10	15	2Ø10=1.57

➢ **BLOC B :**

Tableau VI.33 : calcule de ferraillage.

B (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
30*30	1820.75	121.38	5.4	**6HA12=6.78**	0.9	5.4	C.V

V5.2. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Tableau VI.34 : vérification des contraint à l'ELS.

B (cm^2)	N_{ser} (KN)	F (KN)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30*30	1327.29	88.29	6.78	130.52	201.63	CV

VI 5.3. Calcul des armatures transversales :

Tableau VI.35 : calcule des armatures transversales et leurs espacements dans 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)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
30*30	0.038	24.75	1.26	7.5	15	0.675	10	15	2Ø10 =1.57

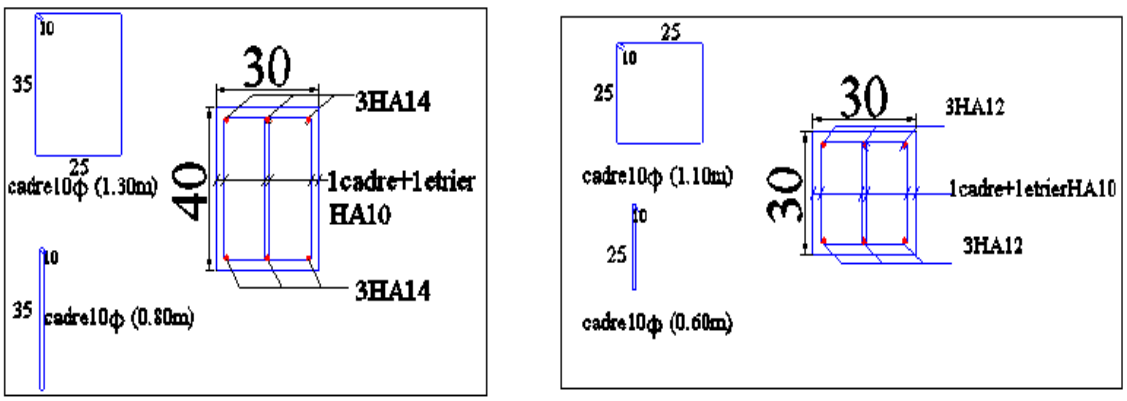


Figure VI. 7 : Ferraillage des longrines

CONCLISION

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation , d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de 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 et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire.

Enfin, notre objectif principal de l'ingénieur était 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. Parallèlement, on a fait, autant que possible d'avoir les principaux critères admis, à savoir : l'exploitation, l'esthétique et la sécurité.