


République **A**lgérienne **D**émocratique et **P**opulaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université de Dr Yahia Fares – MEDEA

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de génie de la matière

Filière : Génie Civil

Projet de **F**in d'**E**tude

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Construction et matériaux.

THEME :

Etude d'un bâtiment en R (commerce+5+1SS(Parking) a Tipaza

Proposé et dirigé par

Ouided Herihri

Préparé par

Bouzar Dilmi Sohaib

Messaoudi Hanane

Promotion : 2015

Chapitre 1

I.1. INTRODUCTION

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles…) aux différentes sollicitations (compression, flexion…) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituants un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99modifié en2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferraillage des éléments résistants de la structure.

I.2. IMPLANTATION DE L'OUVRAGE

Le terrain retenu pour recevoir le projet de 256 logements promotionnels se situe à Sise RN 69 commune de KOLEA – Wilaya de TIPAZA.

I.3 PRESENTATION DU BATIMENT

Nous sommes chargés d'étudier un bloc R+5 en béton armé composé:

- Un sous sol destiné à être comme parking sous-terrain.
- Un rez-de-chaussée commercial.
- Cinq étages à usage d'habitation.

D'après la classification des RPA99 version 2003:

- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.
- Le bâtiment est implanté dans une zone de forte sismicité **(zone III).**
- Le site est considéré comme meuble (S3).

I .3.1 Dimension en élévation

- Hauteur totale de bâtiment …… H = 22.78m
- Hauteur de sous-sol …… h = 3.40 m
- Hauteur de RDC…… h = 4.08 m
- Hauteur des étages courant. ……... h = 3.06 m

I.3.2 Dimensions en plan

- Longueur totale : L=28.35 m (sens longitudinal)
- Largeur totale : l=13.20 m (sens transversal)

I.4 .CONCEPTION STRUCTURELLE

I.4.1 choix du contreventement

Notre bâtiment dépasse quatre niveaux. Puisque, le système de contreventement sera assuré Par un contreventement mixte (portique+voile). Pour ce genre de contreventement il y a lieu Également de vérifier un certain nombre de conditions :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

I.4.2 Planchers

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

-Plancher à corps creux.

-Plancher à dalle pleine.

a. Planchers corps creux

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).



Figure I.1 **:** Plancher à corps creux

b. Planchers dalle pleine

Pour certaines zones, j'ai opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

Dans notre ouvrage on a deux (02) types de planchers :

- Plancher à corps creux (16+4) pour le (R.D.C) et les étages courants.
- Planches à dalle pleine pour les balcons.

I.4.3 les dalle

Les dalles sont des plaques minces et planes, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions en plan.

I.4.4 Escalier

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec trois volées et paliers inter étage.

On a le type d'escalier droit composée trois volées, escalier en béton armé coulé sur place a paillasse adjacente les marches seront revêtues en carrelage

I.4.5 Les balcons

Sont les parties saillantes de la structure ils sont constitués de dalle pleine.

I.4.6 Maçonnerie

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs

a) Murs extérieurs

Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses a 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

b) Murs intérieurs

Cloison de séparation de 10 cm.

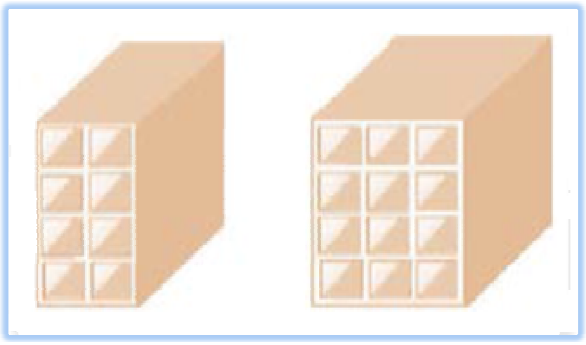


Figure I.2: Brique creuse

I.4.7 Revêtement

Le revêtement est constitué de :

- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Enduit de ciment pour les murs (façade extérieur).
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau.

I.4.8 Acrotères

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

I.4.9 Fondation

Elle sera réalisée en béton armé coulée sur place, elle doit constituer un ensemble résistant et rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

a- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.

b- Limiter les tassements différentiels.

c- Transmettre les charges horizontales (charges sismiques) et les charges verticales au sol d'assise de la structure.

- La contrainte admissible du sol est de 2.0 bars.
- La profondeur d'ancrage de l'infrastructure est 2.00 m

I.5 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Les bétons et les aciers seront choisis conforment aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93) et les règlements en vigueur en Algérie.

I.5.1. Le Béton

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange intime de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, graviers, pierres cassées, …). Avec du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

a) Composition

On appelle béton un matériau constitué par un mélange de :

a. Ciment

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.
Le CPA325 (ciment portland artificiel de classe 325) est le liant le plus couramment utilisé, il sert à assurer une bonne liaison de granulats entre eux.

b. Granulats

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles

- **b.1**.Sables

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La dimension de ses grains est généralement inférieure à (5mm). Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

➢ **b.2.**Graviers

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la dimension est généralement comprise entre (5 et 25 à30 mm).

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

c. Eau de gâchage

Elle met en réaction le ciment en provoquant son Hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

Donc pour notre bâtiment on a :

- ***350 kg/m²*** de ciment de classe CPA 425.
- ***400 L*** de sable de diamètre 0 à 5.
- ***800 L*** de gravier de diamètre 15 à 25.
- ***175 L*** d'eau de gâchage.

b) Caractéristiques Physique et Mécaniques De Béton

❖ *Masse Volumique*

La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m≥. Cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration. On prendra dans notre cas une masse volumique de ***2500Kg/m³.***

❖ *Retrait Hygrométrique*

Au cours de sa vie le béton subit une variation de son volume lorsque le béton conserve dans une atmosphère séché, il diminue de volume c'est le retrait.

❖ *Resistance du béton*

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à " j" jours d'âge.

❖ *Résistance à la compression*

Désignée par f_{c28} (résistance à la compression à 28 jours), elle est obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16×32) cm² dont la hauteur est double du diamètre et leurs sections est de 200 cm². Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à **25 MPa**.

-Pour des résistances $f_{c28} \leq 40MPa$:

$$\begin{cases} f_{cj} = \dfrac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} & si\ j < 28\ jours \\ f_{cj} = 1.1\ \ f_{c28} & si\ j > 28\ jours \end{cases}$$

-Pour des résistances $f_{c28} > 40MPa$:

$$\begin{cases} f_{cj} = \dfrac{j}{1.40+0.95j} fc28 & si\ j < 28\ jours \\ f_{cj} = fc28 & si\ j > 28\ jours \end{cases}$$

❖ *Résistance à la traction*

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais, parmi ces essais on peut citer

- ***Traction directe*** **:** sur les cylindres précédents.
- ***Traction par fendage*** **:** en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
- ***Traction par flexion*** **:** à l'aide d'une éprouvette prismatique de cote « a » et de longueur « 4a »reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion.

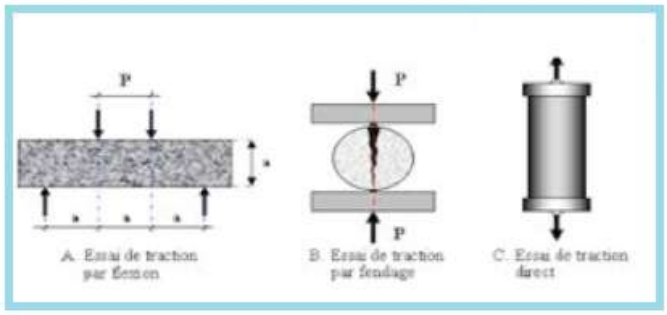


Figure I.3 : Différents essais sur les résistances d'un béton en traction.

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée f_{tj}, est conventionnellement définie par la relation :

$$\mathbf{f_{tj} = 0,6 + 0,06\ fcj\ (MPa)}$$

- Module de déformation longitudinale du béton

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal ; il est défini sous l'action des contraintes normales a courte et a longue durée.

- Module de déformation instantané

Pour un chargement d'une durée d'application inferieure a 24 heures, le module de déformation instantané $\mathbf{E_{ij}}$ du béton âgé de **«j »** jours est égale à :

$$\mathbf{E_{ij} = 11\ 000\ (fcj)^{1/3}\ (MPa)}$$

Pour **:** f_{c28} = 25 MPa on trouve : E_{i28} = 32164,19 MPa.

- Module de déformation différé

Il est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à 24 heures ; ce module est défini par :

$$\mathbf{E_{vj} = 3700\ (fcj)^{1/3}\ \ (MPa)}$$

Pour : f_{c28} = 25 MPa on trouve : E_{v28} = 10818,86 MPa.

- Coefficient de poisson

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\mathbf{V} = \frac{\boldsymbol{allongement\ relatif\ du\ côté\ de\ la\ sec\ tion}}{\boldsymbol{raccourcissement\ relatif\ longitudinal}}$$

- V = 0,2 pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).
- V = 0 pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré).

- Contraintes limites de calcul

En se référant au règlement du BAEL 91(modifier 99), on distingue deux états limites.

- Etat limite ultime « E.L.U »

C'est un état au delà duquel le bâtiment n'est plus exploitable et dont les déformations entrainent la ruine de l'ouvrage. La contrainte limite, notée f_{bu} est donnée par :

$$\mathbf{f_{bu}} = \frac{\mathbf{0.85\ fc28}}{\boldsymbol{\gamma b}}$$

Avec :

γ_b = coefficient de sécurité.

$\boldsymbol{\gamma_b}$ { 1, 5 cas de situations durables ou transitoires
1,15 cas de situations accidentelles

f_{c28} = résistance caractéristique à la compression à 28 jours.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le fluage du béton.

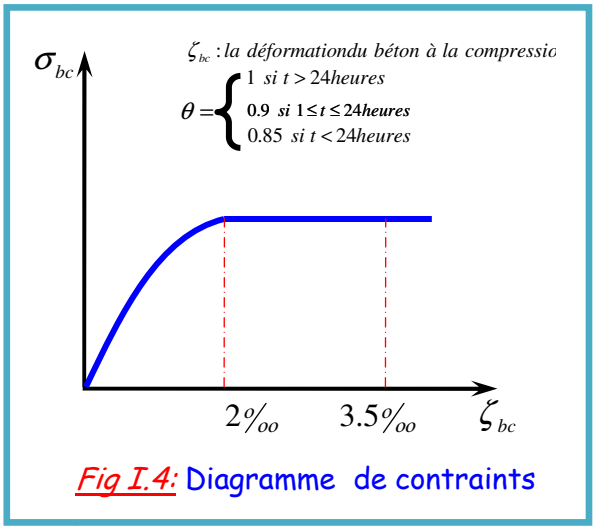


Figure I.4 : Diagramme des contraintes

- Etat limite de service « E. L. S »

Etat limite de service est un état de chargement au delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour les quels elle a été conçue.
Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton ;
- L'ouverture des fissures ;
- Déformation des éléments de la construction ;

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0{,}6 \times fc28$$

Pour : f_{c28} = 25 MPa on trouve : σbc = 15 MPa.

I.5.2.Acier

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance a la traction, nous utiliserons les types d'aciers suivants :

- les ronds lisses (R.L) : nuances FeE 22 et FeE 24 pour les armatures transversales.
- les barres à haute (HA) : nuances FeE 400 et FeE 500pour les armatures longitudinales.
- Treillis soudés (TS) : TLE52 Ø = 8 mm pour les dalles.

❖ ***Limites élastiques***

Ronds lisses	FeE22	→	fe = 215 MPa
	FeE24	→	fe = 235 MPa
Haute adhérence	FeE40	→	fe = 400 MPa
	FeE 50	→	fe = 500 MPa

❖ ***Contrainte de calcul***

✖ E.L.U

σs = contrainte de l'acier a l'ELU

La contrainte de calcul, notée **σs** et qui est définie par la relation :

$$\sigma s = \frac{fe}{\gamma s}$$

Avec :

γs : est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

γs { 1,15 situation durable ou transitoire
   { 1,0 situation accidentelle

-Rond lisse (f_e = 235 MPa)

- ❖ σs = 204,34 MPa situation durable transitoire
- ❖ σs = 235 MPa situation accidentelle
- ❖ σs = 348 MPa situation durable ou transitoire

-haute adhérence (fe = 400 MPa)

- ❖ σs = 400 MPa situation accidentelle

✖ E.L.S

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait :

- Pour une fissuration peu nuisible : pas de limitation
- Pour une fissuration préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \text{Min}\left[\frac{2}{3} fe ; 110\sqrt{\eta . ftj}\right]$$

- Pour une fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \text{Min}\left[\frac{1}{2} fe ; 90\sqrt{\eta . ftj}\right]$$

η: Coefficient de fissuration.

η = 1 pour les ronds lisses (RL).

η =1.6 pour les armatures à hautes adhérence (HA).

❖ ***Allongement de rupture***

ε_s = allongement de l'acier a l'ELU égale a 10‰.

❖ ***Le coefficient d'équivalence***

Le coefficient d'équivalence noté « *n* » est le rapport de :

$$\eta = \frac{Es}{Eb} = 15$$

Avec

E_s : Module de déformation de l'acier

E_b : Module de déformation du béton

❖ ***Module d'élasticité longitudinale***

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations, il sera pris égale à : Es = 2,1.105 (MPa).

❖ ***Diagramme contraintes – déformations a l'ELU***

σ_s = contrainte de l'acier. $\sigma_s = \frac{fe}{\gamma s}$

γ_s = coefficient de sécurité de l'acier.

ε_s = allongement relatif de l'acier $\varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

fe : Contrainte limite élastique

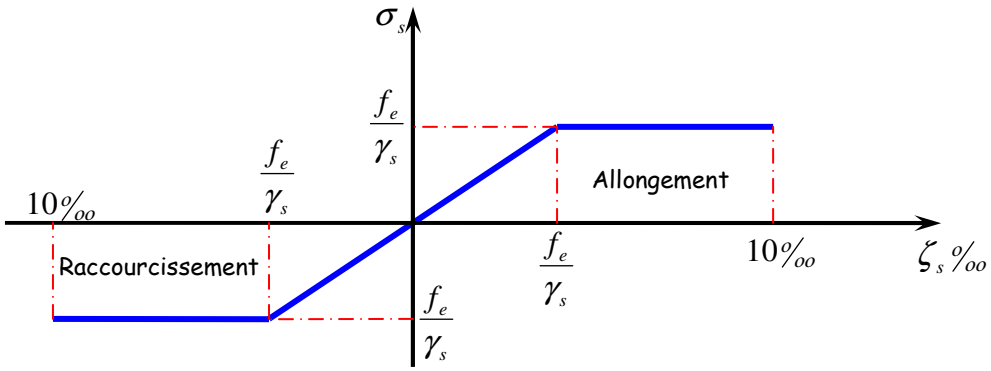


Fig I.5: Diagramme contrainte déformation d'acier

Figure I.5 : Diagramme contrainte – déformations de l'acier a l'E. L.U

1.6. LES HYPOTHESES DE CALCUL

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : f_{c28} = 25 MPa.
- La résistance du béton à la traction est : f_{t28} = 2.1 MPa.
- Le module d'élasticité différé de béton est : E_{vj} = 10818.865 MPa.
- Le module d'élasticité instantané de béton est : E_{ij} = 32456.595 MPa.
- Pour les armatures de l'acier :
  - Longitudinales : on a choisi le : «*fe.* E400 » H.A. *fe* =400 *MPa*
  - Transversales : on a choisi le : «*fe. E* 235» R.L
  - treillis soudés (de la dalle de compression) : «*fe. E*500» H.A. *fe=500 MPa*

Chapitre 2

II.1 INTRODUCTION

Pour avoir une bonne résistance et une meilleure stabilité de l'ouvrage, la distribution des charges et surcharge (poids propre, surcharge d'exploitation, vent, neige, séisme) au niveau de chaque élément porteur et à chaque plancher s'avère nécessaire.

Le pré dimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes

- Sollicitations verticales

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

- Sollicitations horizontales

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles B.A.E.L 91, CBA93 et R.P.A 99 V2003

II.2 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

On a distingue deux types des charges

- ***Les charges permanentes G***

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont Disponibles dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

❖ ***Les surcharges d'exploitation Q***

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un groupe à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci aussi sont présentées dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

II.2.1 Plancher terrasse inaccessible

La terrasse est inaccessible et réalisée en corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

a. Charges Permanentes

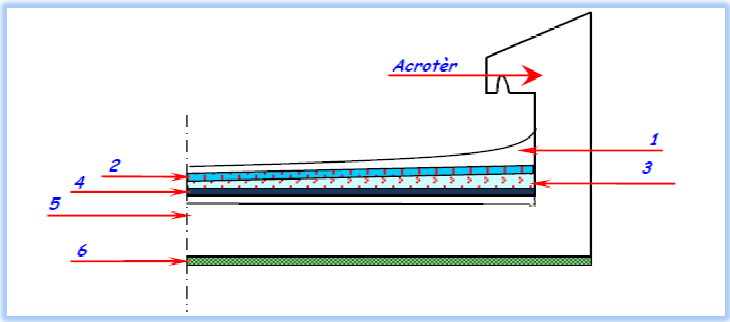


Figure. II.1 : Constituants d'un plancher terrasse

Tableau II.1: Charges permanentes du plancher terrasse à corps creux

Numéro	*Désignation*	*Ep (m)*	*Poids volumiques (KN/m^3)*	*Poids surfaciques (KN/m^2)*
-1-	Protection (gravillon)	0,05	17.00	0.85
-2-	Etanchéité multicouche	0.03	4.00	0.12
-3-	Forme de pente en béton	0.10	22.00	2.20
-4-	Isolation thermique	0.02	10.00	0.20
-5-	Planché corps creux 16+4	0.20	13.75	2.75
-6-	Enduite en plâtre	0.02	10.00	0.20
			G= 6.32 KN/m²	

b. Surcharge D'exploitation

Terrasse inaccessible **Q=1KN/m²**

II.2.2 Plancher étage courant

a. Charges Permanentes

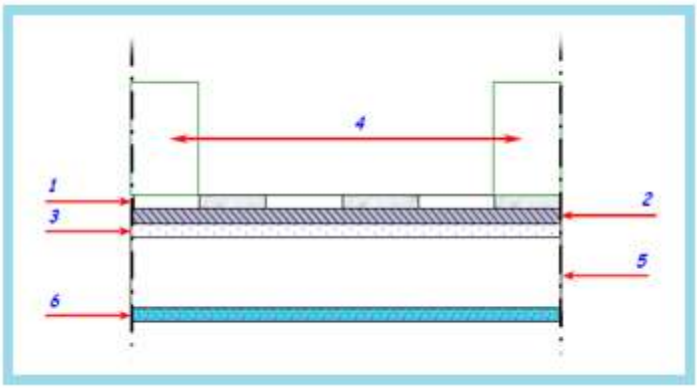


Figure. II.2 : Constituants d'un plancher étage courant

Tableau II.2 : Charges permanentes à corps creux du plancher étage courant

Numéro	*Désignation*	*Ep (m)*	*Poids volumiques (KN/m^3)*	*Poids surfaciques (KN/m^2)*
-1-	Carrelage	0.02	22.00	0.44
-2-	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
-3-	Lit de sable	0.02	17.00	0.34
-4-	Simple cloisons	0.1	10.00	1.00
-5-	Plancher à corps creux (16 + 4)	0.20	13.75	2.75
-6-	Enduit en plâtre	0.02	10.00	0.20
			G=5.13 KN/m²	

b. Surcharge D'exploitation

Usage habitation **Q=1.50KN/m².**

Usage commerce **Q=4.00KN/m².**

Parking **Q=2.50KN/m².**

II.2.3. dalle pleine

II.2.3.a. balcon

a. Charges Permanentes

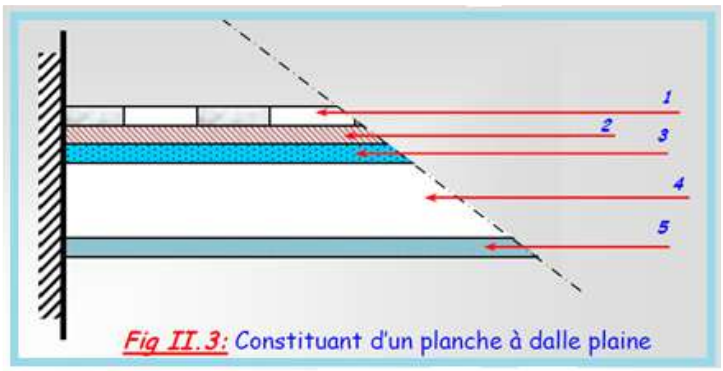


Figure. II.3:constituant d'un plancher à dalle pleine

Tableau II.3 : Charges permanentes d'un plancher à dalle pleine

Numéro	Désignation	Ep (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
-1-	Carrelage	0.02	22.00	0.44
-2-	Mortier de pose	0.04	20.00	0.80
-3-	Lit de sable	0.02	17.00	0.34
-4-	Dalen en béton armé	0.15	25.00	3.75
-5-	Enduit en ciment	0.02	20.00	0.40
			G=5.73 KN/m²	

b. Surcharge D'exploitation

Q =3.50KN/m²

II.2.3.b. étage courant

a. Charges Permanentes

Tableau II.4 : Charges permanentes d'un plancher étage courant à dalle pleine

Numéro	*Désignation*	*Ep (m)*	*Poids volumiques (KN/m^3)*	*Poids surfaciques (KN/m^2)*
-1-	Carrelage	0.02	22.00	0.44
-2-	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
-3-	Lit de sable	0.02	17.00	0.34
-4-	Simple cloisons	0.1	10.00	1.00
-5-	Dalle pleine ep15	0.15	25	3.75
-6-	Enduit en plâtre	0.02	10.00	0.20
			G=6.13 KN/m²	

b. Surcharge D'exploitation

Q =1.50KN/m²

II.2.4. Acrotère

L'acrotère est un élément secondaire exposé aux chocs thermiques, son calcul se fait à la flexion composée.

On considère une bande de **1 m** de largeur.

a. Charges permanentes

Le poids propre de l'acrotère pour 1ml est de $G= \rho \times S$

S : la surface transversale totale de l'acrotère

ρ : Le poids volumique tel que $\rho = 25$ KN/m^3

$S= (0.10*0.6) + (0.15*0.06) + (0.15*0.04/2) = 0.072 m^2$

D'où:

Le poids des éléments en béton armé

$G1 = 25 \times 0,072 = 1,80$ KN/ml

b. Surcharge d'exploitation

On prend une charge d'exploitation : $Q = 1,00$ KN/m^2

II.2.5 Escaliers

a. Charges Permanentes

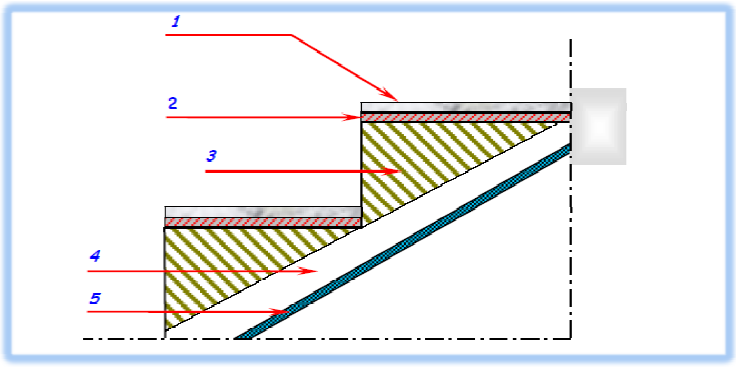


Figure. II.4 : Constituants d'une paillasse

➢ ***Palier***

Tableau II.4 : Charges permanentes du palier de repos de l'escalier

Numéro	Désignation	Ep (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
-1-	Carrelage grés céramique	0.02	22.00	0.44
-2-	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
-3-	Lit de sable	0.03	18.00	0.54
-4-	Dalle pleine (ep=14)	0.14	25.00	3.5
-5-	Enduit plâtre	0.018	20.00	0.36
			G=5.24KN/m²	

➢ ***Paillasse***

Tableau II.5 : Charges permanentes du paillasse de l'escalier

Numéro	*Désignation*	*Ep (m)*	*Poids volumiques (KN/m^3)*	*Poids surfaciques (KN/m^2)*
-1-	Carrelage grés céramique	0.02	22.00	0.44
-2-	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
-3-	Lit de sable	0.02	18.00	0.36
-4-	Poids propre du paillasse	0.15/cos α	25.00	4.466
-5-	Poids propre de la marche	0.17/2	25.00	2.125
-6-	Enduit de plâtre	0.02	18.00	0.36
-7-	Garde- corps	/	/	0.60
			G= 8.751 kN / m^2	

b. Surcharge D'exploitation

Ouvrage d'habitation **Q=2.50KN/m².**

Usage commerce **Q=4.00KN/m².**

II.2.6. Maçonnerie

II.2.6.a. Murs intérieurs (simple cloison)

Tableau II.6: charge permanente du mur simple cloison

Numéro	*Désignation*	*Ep (m)*	*Poids volumiques (KN/m^3)*	*Poids surfaciques (KN/m^2)*
-1-	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
-2-	Brique creuse	0.10	9	0.90
-3-	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			G=1.62KN/m²	

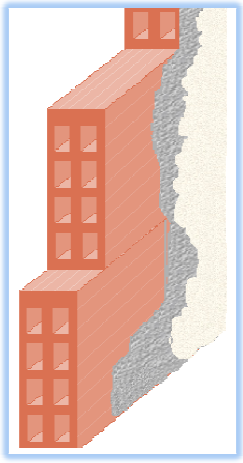


Figure. II.5 : mur simple-cloison

II.2.6.b. Murs extérieurs (double-cloison)

Tableau II.7 : charge permanente du mur double cloison

Numéro	**Désignation**	**Ep (m)**	**Poids volumiques (KN/m^3)**	**Poids surfaciques (KN/m^2)**
-1-	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
-2-	Brique creuse	0.10	9	0.90
-3-	Lame d'air	0.05	-	-
-4-	Brique creuse	0.10	9	0.90
-5-	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			G= 2.52KN/m²	

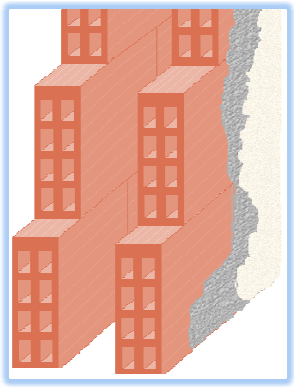


Figure. II.6: mur double- cloison

II.3. PREDIMENSIONNEMENT

Le pré dimensionnement a pour but le calcul des sections des différents éléments constituant la structure. Il devra respecter les prescriptions des règles CBA93 et des RPA99/Version 2003, il contribue aussi dans la détermination d'épaisseurs économiques afin d'éviter un surcoût du projet.

II.3.1.predimensionnement 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.

a) 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 : $\frac{L}{25} \leq ht \leq \frac{L}{20}$

L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée entre nus des appuis. L =3.50m

$$\frac{350}{25} \leq ht \leq \frac{350}{20} \rightarrow 14cm \leq ht \leq 17.5cm$$

L'épaisseur de corps creux sur le marché est 16.5cm. Donc en prendre l'épaisseur de plancher 20cm.

Donc : ht =20cm (16+4)

- Condition d'isolation acoustique :

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante :

h min≥16 cm ; d'où on a 20cm >16 cm (condition vérifie)

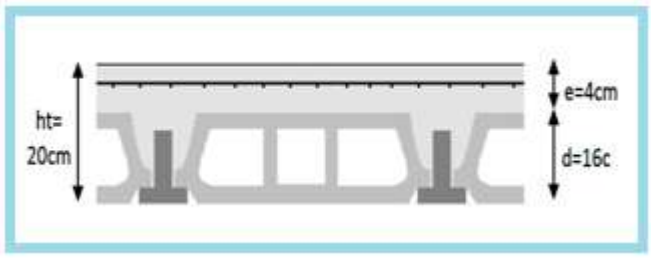


Figure. II.7 : Type de plancher en corps creux avec dalle de compression

b) Plancher à dalle pleine

Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des

Critères suivants :

- ✓ condition de résistance :

Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis : $\frac{Lx}{50} \leq ep \leq \frac{Lx}{40}$

ep : épaisseur de la dalle.

Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{Lx}{35} \leq ep \leq \frac{Lx}{30}$

- ✓ condition de sécurité contre l'incendie :

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

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

- ✓ condition d'isolation acoustique **:** **ep≥15cm**

Vérification

✓ *Critère de résistance*

Lx : la plus grande portée. Lx= 4.20m

$\frac{420}{50} \leq ep \leq \frac{420}{40}$ → 8.4 ≤ ep ≤ 10.5 cm

La sécurité contre l'incendie : $ep = 11cm$

Condition d'isolation acoustique : $ep = 15\ cm$, on prend $\boldsymbol{ep} = 15\ cm$

✓ *Condition de la flèche*

Si $l \leq 5m \Rightarrow F \leq \frac{L}{500}$

Si $L \geq 5m \Rightarrow F \leq \frac{L}{1000} + 0.5$

Si $L \leq 2m \Rightarrow F \leq \frac{L}{250}$

Calcule F

$F = \frac{qL^4}{384\ EI}$; $I = \frac{b\ e^3}{36} = 38906.25cm^4$;

$E = 11000\ \sqrt[3]{fcj} = 14086.37Mpa$

$F = 0.057cm$ et $\bar{F} = 0.83\ cm$; $\bar{F} > F$ CV

Conclusion : Pour la dalle plaine on adoptera **$ep = 15cm$**

II.3.2 predimensionnement des escaliers

Pour notre bâtiment, on a un seul type d'escalier. Les dimensions de la marche et la contre marche doivent satisfaire la condition de ***BLONDEL,*** afin d'assurer le confort pendant l'utilisation :

$$\mathbf{59 \leq g+2h \leq 66}$$

Avec :

g : marche, varie de 22 à 33cm on choisit : ***g = 30 cm.***

h : contre marche, varie de 14 à 20cm on choisit : ***h = 17 cm.***

Vérification de la condition de BLONDEL

Pour le sous sol et les étages courants

La hauteur libre : $H= 102cm$

La largeur d'une marche : $g = 30cm$

La hauteur d'une marche : $h= 17cm$

Nombre de contre marche : $n= \frac{H}{h} =6$

Nombre de marche : $n'=n-1=5$

La longueur de la ligne de foulée : $L = n'*g =150cm$

Pour le RDC

La hauteur libre : $H= 136cm$

La largeur d'une marche : $g = 30cm$

La hauteur d'une marche : $h= 17cm$

Nombre de contre marche : $n= \frac{H}{h} =8$

Nombre de marche : $n'=n-1=7$

La longueur de la ligne de foulée : $L =n'*g =210cm$

L'épaisseur de la paillasse ep et la longueur totale Lt :

$$\frac{Lt}{30} \leq ep \leq \frac{Lt}{20} \quad \rightarrow \quad \textbf{ep=15 cm}$$

II.3.3. predimensionnement 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

$L \geq 4a$. 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 he et des conditions de rigidité aux extrémités.

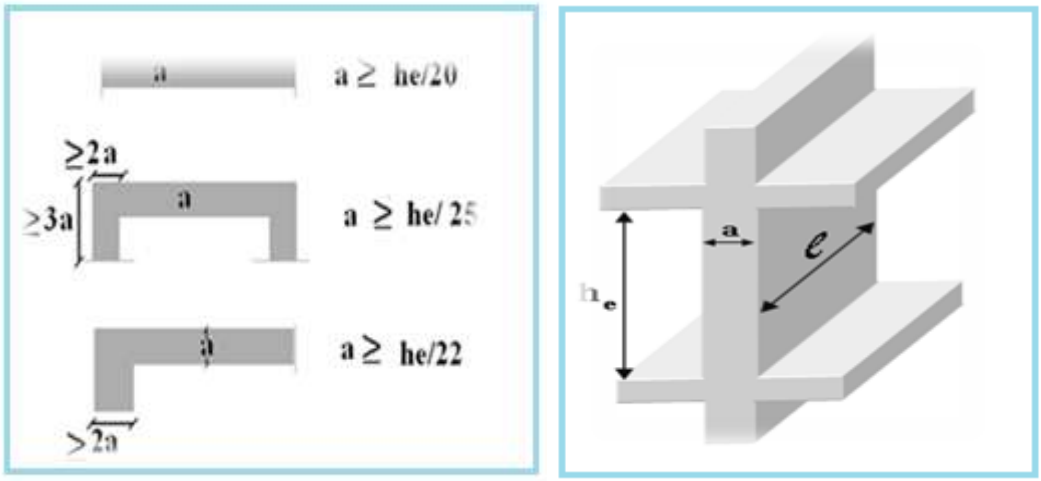


Figure II- 8: Coupe de voile en plan (gauche), Voile en 3D (droite)

Dans notre cas on a :

$h_e = 3.06-0.35 = 2.71$ m

$h_{RDC} = 4.08-0.35=3.73$m

$h_{sous-sol} = 3.40-0.35=3.05$m

$a \geq \max(15\text{ cm}; he/25; he/22; he/20)$

On adopte une épaisseur de voile égale à 15 cm pour les étages courant et le sous-sol et épaisseur égale a 18cm pour le RDC.

II.3.4. predimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section.

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles). Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93).

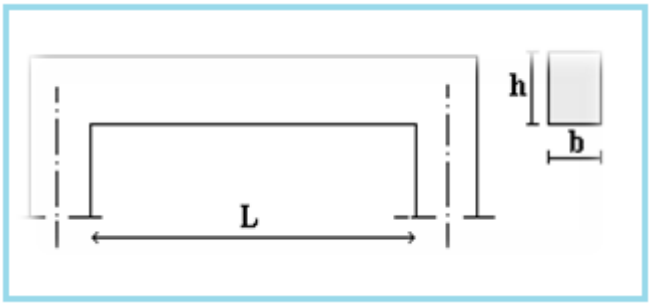


Figure. II.9 : Dimensionnement de la poutre

- b: largeur de la base de la poutre.
- h: hauteur totale de la poutre.
- L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

Le Pré dimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes:

- (portée max)/15 ≤ ht ≤ (portée max)/10 [1]

- 0.3h ≤b≤ 0.7h

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone III sont:

- h≥30cm
- b≥20cm [2]
- h/b≤4
- $b_{max} \leq 1.5+b1$

Tableau II-8: pré dimensionnement des poutres

	Poutre principale (PP)	Poutre secondaire (PS)
Conditions de résistance	Lmax= 4.20 m ⇒ 28cm ≤ h ≤ 42cm on adopte : h = 40cm ⇒ 12.00cm ≤ b ≤ 28.00cm on adopte b = 30 cm	Lmax= 3.50m ⇒ 23.33cm ≤ h ≤ 35cm on adopte : h = 35cm ⇒ 10.5cm ≤ b ≤ 24.5cm on adopte b = 30 cm
Vérification selon le RPA 99	h=40cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.33 ≤ 4	h=35cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.16≤ 4
Condition de rigidité (h/L≥ 1/16)	(h/L=0.0952) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)	(h/L=0.1) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	**h = 40cm ; b = 30 cm**	**h = 35 cm ; b = 30 cm**

II.3.5. predimensionnement des poteaux

II.3.5.1. définition

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations, on peut pré dimensionner les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et d'exploitation à l'état limite ultime (NU=1,35G+1,5Q).

Cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cette charge devient:(Nu=1,1Nu).

A) Etape de calcul

Les étapes de pré dimensionnement sont :

- Le choix du poteau le plus sollicité

- Calcul de la surface reprise par ce poteau
- Calcul des charges qui lui reviennent.
- Détermination de la section du poteau le plus sollicité à L'ELU et la vérification à L'E.L.S

II.3.5.2. choix du poteau le plus sollicité

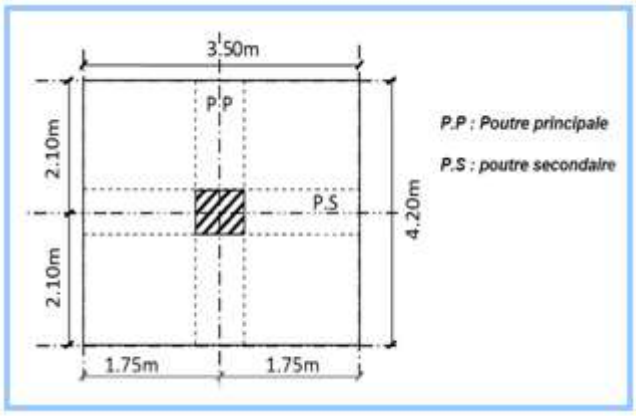


Figure. II.10 : Section afférente d'un poteau sollicité.

II.3.5.3. Dimensions des poteaux

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA.99 version 2003.

- ✓ Min (b, h) ≥ 30 cm
- ✓ Min (b, h) ≥ he /20 (zone III)
- ✓ $0.25 \leq (b/h) \leq 4$

Tableau II-9 : Dimension du poteau

Niveau	Dimension du poteau	
	b (cm)	h (cm)
5éme	30	30
4éme	35	35
3éme	35	35
2éme	35	35
1ére	40	40
RDC	40	40
Sous-sol	45	45

II.3.5.4. Calcul de la longueur de flambement L_f

Le règlement CBA93 définie la longueur de flambement Lf comme suite :

- $0,7 \times L_0$: si le poteau est à ses extrémités.
  - Soit encastré dans un massif de fondation.
  - Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.
- L_0 : dans les autres cas.

Avec L_0 = 3.06 m pour les étages courant est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du plancher.

Et L_0 = 4.08 m pour le RDC.

Et L_0 = 3.40 m pour le sous-sol.

II.3.5.5. Calcul de l'effort Nu

L'effort normal admissible est :

$$\checkmark \quad \overline{Nu} \leq \alpha\left[\frac{Br \times fc28}{0.9 \times \gamma b} + As\frac{fe}{\gamma s}\right] \qquad [2]$$

N_{adm} : Effort normal maximal à ELU calculé en utilisant la règle de dégression verticale

B_r : Section réduite du poteau calculée à partir des dimensions réelles du poteau réduites de 2 cm ;

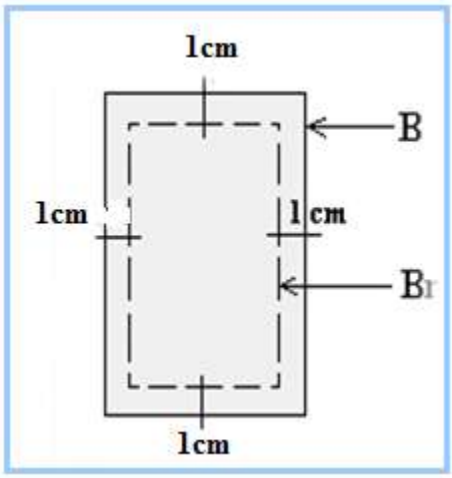


Figure. II.11: *Section réduite du poteau*

γ_b **= 1,50** *et* γ_s **= 1.15** : Coefficients de sécurité du béton et de l'acier.

$fc28$ *et* fe : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier ;

As : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau.

α : Coefficient fonction de l'élancement du poteau calculé par :

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0.85}{1+0.2(\frac{\lambda}{35})^2} & \text{pour} \quad \lambda \leq 50 \quad \text{et} \quad \lambda = \dfrac{Lf}{i} \\ \alpha = 0.6\,(\dfrac{50}{\lambda}) & \text{pour} \quad 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

L_f: Longueur de flambement.

i : rayon de giration.

$i = \dfrac{b}{\sqrt{12}}$ (poteau carré). $i = \dfrac{D}{4}$ (Poteau circulaire).

Une majoration de 10% de l'effort normal est à considérer pour les poteaux.

$\bar{N}u \leq \alpha[\dfrac{Br \times fc28}{0.9 \times \gamma b} + As\dfrac{fe}{\gamma s}]$ **(Selon le CBA Art : B 8.4)**

$$As = \frac{B}{1000}$$

Tableau II-10 : détermination de la longueur de flambement

Niveau	Dimension de Poteau	*Lf*	$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$	λ
5éme	30*30	2142	86.602	24.730
4éme	35*35	2142	101.036	21.190
3éme	35*35	2142	101.036	21.190
2éme	35*35	2142	101.036	21.190
1ére	40*40	2142	115.470	18.549
RDC	40*40	2856	115.470	24.730
Sous-sol	45*45	2380	129.903	18.320

Tableau II-11 : Tableau de l'effort $\overline{Nu}$

Niveau	Section (cm^2)	*As* (mm^2)	λ	α	Br (mm^2)	$\overline{Nu}$ (KN)
5éme	30*30	90	24.730	0.7728	78400	1146.23
4éme	35*35	122.5	21.190	0.7919	108900	1630.83
3éme	35*35	122.5	21.190	0.7919	108900	1630.83
2éme	35*35	122.5	21.190	0.7919	108900	1630.83
1ére	40*40	160	18.549	0.8047	144400	2196.61
RDC	40*40	160	24.730	0.7728	144400	2109.62
Sous-sol	45*45	202.5	18.320	0.8058	184900	2816.03

❖ **<u>La surface reprise par le poteau le plus sollicité</u>**

Tous les étages :

$S_{total} = 4.2 \times 3.5 = 14.7 m^2$

$S_p = (4.2-0.3) \times (3.5-0.3) = 12.48 m^2$



Figure. II.12: représentation du poteau le plus sollicité

II.3.5.6.Descente des charges

On calcule les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau avec un tableau (Excel), ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant.

II.3.5.6. a. Charges d'exploitation

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu' 0,5Q

$$Q0+\frac{3+n}{2n}(Q1 + Q2 + Q3 \dots \dots \dots \dots Qn)$$

Avec :

n : Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est 0).

Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.

$Q_1, Q_2, \dots \dots Qn$: Les charges d'exploitations des planchers respectifs

On utilise le $(3 + n)/2n$ à partir du cinquième étage

- ✓ ***Loi de dégression des charges Q***

Plancher 5eme étage : Q_0

Plancher 4eme étage : $Q_0 + Q1$

Plancher 3eme étage : $Q_0 + 0.95\ (Q1 + Q2)$

Plancher 2eme étage : $Q_0 + 0.90\ (Q1 + Q2 + Q3)$

Plancher 1er étage : $Q0 + 0.85\ (Q1 + Q2 + Q3 + Q4)$

Plancher du RDC : $Q_0 + 0.80\ (Q1 + Q2 + Q3 + Q4)$

Plancher sous-sol : $Q_0 + 0{,}75(Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6)$

Tableau II.12: dégression des charges Q

Niveau	Q (kN/m²)	Σ charge d'exploitation	Résultats (kN/m²)
5éme	Q_0=1	Q_0=	= **1,00**
4éme	Q_1=1.5	$Q_0 + Q_1$=	= ***2.5***
3éme	Q_2=1.5	$Q_0 + 0.95\ (Q1 + Q2)$=	= ***3.85***
2éme	Q_3=1.5	$Q_0 + 0.90\ (Q1 + Q2 + Q3)$=	= ***5.05***
1ére	Q4=1.5	$Q0 + 0.85\ (Q1 + Q2 + Q3 + Q4)$=	= ***6.1***
RDC	Q5=4.0	$Q0 + 0.80\ (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5)$=	= ***9.0***
Sous-sol	Q6=2.5	$Q0 + 0{,}75(Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6)$=	= ***10.375***

Tableau. II.13 **:** Détermination des charges

Niveau	**S_{total} (m^2)**	$\frac{3+n}{2n}$	**Dégression (kN/m²)**	**Q_{cum} (kN)= St× dégression**
5éme	14.70		1,00	14.70
4éme		1	2.5	36.75
3éme		0.95	3.85	56.595
2éme		0.90	5.05	74.235
1ére		0.85	6.1	89.67
RDC		0.80	9.0	132.30
Sous-sol		0.75	10.375	152.51

II.5.6.b. Charges permanentes et Nu

Une majoration de 10% de l'effort normal est à considérer pour les poteaux voisins de poteaux de rive.

✓ ***Méthode de calcul***

$Nu = 1.35Gcum + 1.5Qcum$

$\gamma_{Béton} = 25kn/m3$

$G_{planches} = G\ total * S_P$

$G_{Poteau} = b*h*L_0$

$G_{PP} = b*h*L/2$ $G_{PS} = b*h*L/2$

***Tableau. II.14*: calcule de Nu**

Niveau	Element	G (KN)	G (KN)	G_{cum} (KN)	Qcum (KN)	Nu	1.1Nu
5éme	PP	12.600	107.545	107.545	14.70	167.235	183.959
	PS	9.187					
	PL	78.873					
	PT	6.885					
4éme	PP	12.600	95.180	202.725	36.75	328.803	361.684
	PS	9.187					
	PL	64.022					
	PT	9.371					
3éme	PP	12.600	95.180	297.905	56.595	487.064	535.770
	PS	9.187					
	PL	64.022					
	PT	9.371					
2éme	PP	12.600	95.180	393.085	74.235	604.899	665.389
	PS	9.187					
	PL	64.022					
	PT	9.371					
1ére	PP	12.600	98.049	491.134	89.67	797.535	877.289
	PS	9.187					
	PL	64.022					
	PT	12.240					
RDC	PP	12.600	102.129	593.263	132.30	979.510	1077.461
	PS	9.187					
	PL	64.022					
	PT	16.320					
Sous-sol	PP	12.600	103.019	696.282	152.51	1168.745	1285.620
	PS	9.187					
	PL	64.022					
	PT	17.210					

Tableau. II.15 : Vérification du ($1.1Nu \leq \overline{Nu}$)

Niveau	Nu	1.1Nu	$\overline{Nu}$ (KN)	$1.1Nu \leq \overline{Nu}$
5émé	167.235	183.959	1146.23	CV
4éme	328.803	361.684	1630.83	CV
3éme	487.064	535.770	1630.83	CV
2éme	604.899	665.389	1630.83	CV
1ére	797.535	877.289	2196.61	CV
RDC	979.510	1077.461	2109.62	CV
Sous-sol	1168.745	1285.620	2816.03	CV

II.3.5.7. Vérification selon le RPA99v2003

Le pré dimensionnement doit respecter les conditions imposées par le RPA 99 pour la **zone III**
Le règlement préconise :

Tableau. II.16 : Vérifications de coffrage des poteaux

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 *cm*	Min (b, h) = 30 *cm* ≥ 30 *cm*	**CV**
Min (b, h) ≥ he /20	Min (b, h) =30*cm*≥ (he/20) = (306-40) /20=13.30*cm*	**CV**
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4	CV

Conclusion :

On adoptera les sections suivantes :

(30 x 30) cm² pour 5éme étages.

(35*35) cm^2 pour 4émé ; 3éme et 2éme étages.

(40*40) cm^2 pour 1ére étage et RDC.

(45*45) cm^2 pour le sous-sol.

Chapitre 3

III.1. ETUDE DE L'ACROTERE

L'acrotère est une console encastrée au plancher terrasse. Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de largeur. L'effort normal provoqué par le poids propre et le moment de flexion provoqué par la main courante, ou bien due à l'effet du séisme.

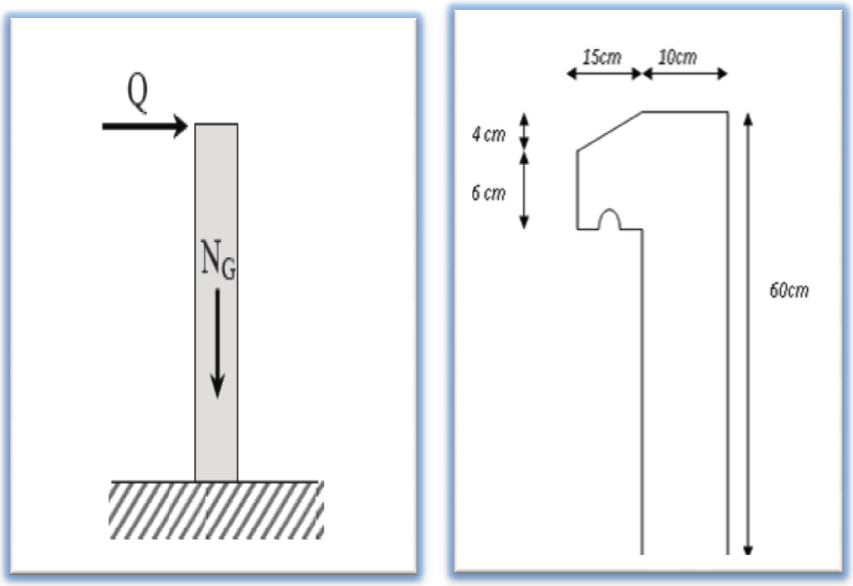


Figure III.1 : dimension de l'acrotère

III.1.1.charge permanente et surcharge d'exploitation

Tableau III.1 : Charge permanentes et charges

Surface (m^2)	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
S= (0.10*0.6) + (0.15*0.06) + (0.15***0. 04/2**)= 0.072m^2	S*25= **1.8**	1.5*QU =**1.5**

III.1.2 détermination des efforts

Pour une bande de 1m de largeur

L'E.L.U

- Effort normal : NU =1,35×G = 1,35× 1.8 = 2.43 KN.
- Moment d'encastrement : MU =1,5.Qu .h = 1,50× 1×0,60 =0,9KN.m
- Effort tranchant : TU =1,5×Qu = 1,5×1 = 1.5 KN.

L'E.L.S

- Effort normal : Nser = G = 1.8 KN
- Moment d'encastrement : Mser = Qu ×h =1×0, 6 = 0.6KN.m
- Effort tranchant : TS= Q=1 KN

***Tableau III.2* :** calcul des efforts

E.L.U	**E.L.S**
N_U =1,35×G = 1,35× 1.8 = 2.43 KN.	N_{ser} = G = 1.8 KN
M_U =1,5.Qu .h = 1,50× 1×0,60 =0,9KN.m	M_{ser} = Qu × h =1×0, 6 = 0.6KN.m
T_U =1,5×Qu = 1,5×1 = 1.5 KN.	T_S= Q=1 KN

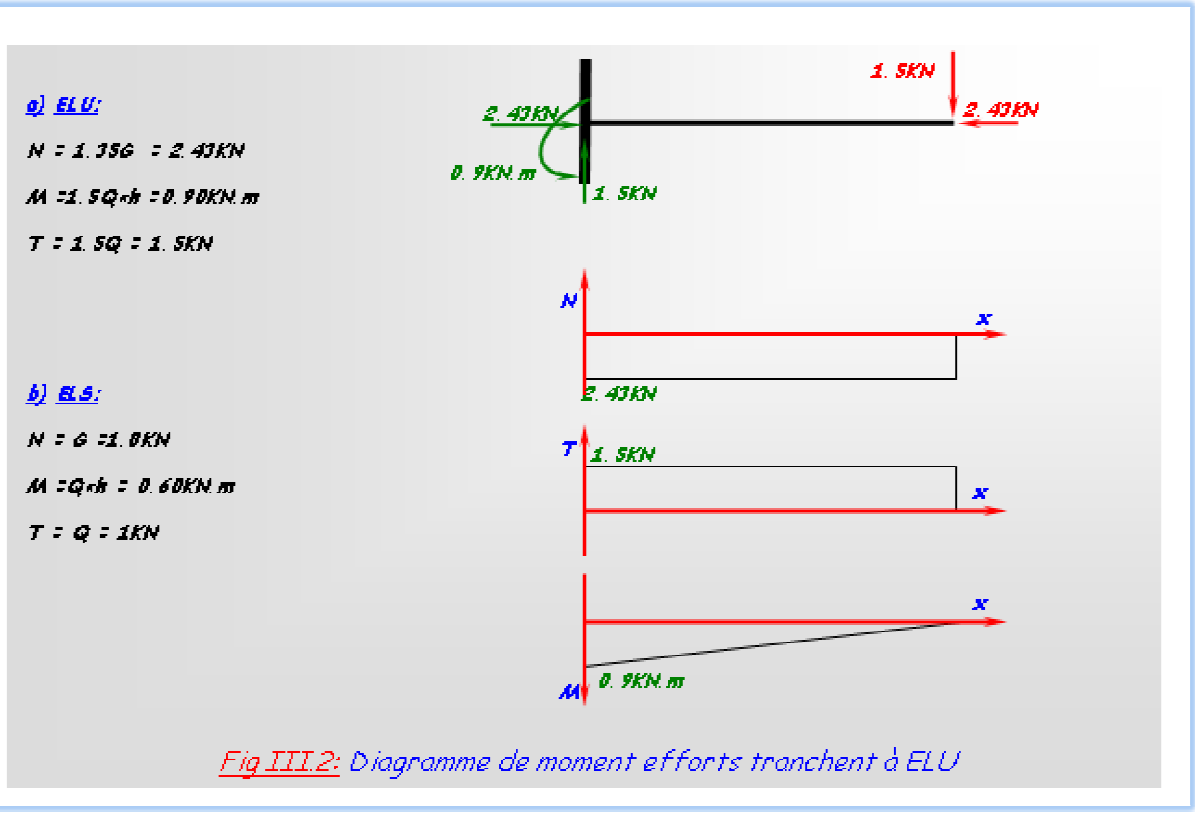


Figure III.2 : les diagrammes de moment d'effort tranchant et l'effort tranchant a ELU

III.1.3.calcul de ferraillage

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée

Donnée :

h =10 cm, **b** =100 cm, **e**=2.0cm, **d** =h-e-ø/2 =7, 5 (cm), **c** = **c'**=2, 5 cm

$\mathbf{f_{c28}}$=25 MPa, $\mathbf{f_{t28}}$ =2, 1 MPa, $\mathbf{f_e}$= 400 MPa, $\boldsymbol{\sigma_{bc\ adm}}$ =14.2 MPa;

$\boldsymbol{\sigma_{s\ adm}}$ =348 MPa.

III.1.3.a. vérification à E.L.U

- calcul de l'excentricité

À l'attention de : $e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{2.43}$ =37.03 cm

$\frac{h}{2}$ - c'= $\frac{10}{2}$-2.5= 2.5cm $\qquad$ $\boldsymbol{e_0 > \frac{h}{2} - c'}$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures.

Alors on a une Section partiellement comprimée.

- Calcul du moment de flexion

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

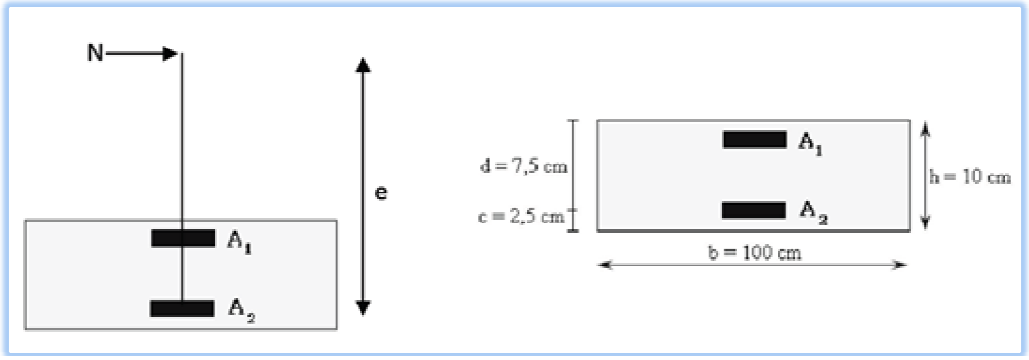


Figure III.3 : Section de B.A à l'ELU

e = e_0 + (h/2-c) → e = 0.395m

Mf = N x e → *Mf* = 2.43×0.395= 0.96 kN.m

- Calcul des armatures verticales

Le calcul se fait en flexion simple

$\mu=\frac{Mf}{\sigma bc\times b\times d^2}$ ⇒ μ=0.012

μ=0.012 < μ1=0.392 ⇒ A'1= 0

Donc : ß = 0.994

$A1=\frac{Mf}{\bar{\sigma s}\times ß\times d}$ ⇒ A1 = 0.37 cm²

N : effort de compression, alors : $A = A1-\frac{N}{100\times\bar{\sigma s}}$ ⇒ A = 0.30 cm²

Et : A' = A'1⇒ A' =0 cm²

Donc: A = 0.30 cm²

A' =0 cm²

- Condition de non fragilité **[1]**

Amin = $\frac{B}{1000} = \frac{10\times100}{1000}$=1 cm^2

Amin =1 cm²> A =0.30 cm² $\Rightarrow$A = Amin = 1.00 cm²

On adoptera : A = 4 HA 8 = 2.01 cm²

- Armature de répartition **[1]**

On a $\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2} \Rightarrow 0.5 \leq A_r \leq 1.005$

Donc, on prendra : A_r = 3HA 8 = 1.50 cm^2

- Espacement

S_t= (b/4) =100/4=25cm

S_{tr} = (h/4) =60/4=15cm

$St = 25cm \leq Smin = min$ [3h = 30cm ,33 cm]= 30 cm … … cv

$Str = 15cm \leq Smin = min$ [4h = 40cm ,45 cm] = 40cm … … cv

III.1.3.b. vérification à l'E.L.S

Données: Nser = 1.8 KN

Mser = 0.6 kN.m

- Calcul de l'excentricité

On a: $e_0 = \frac{Mser}{Nser} = \frac{0.6*10^2}{1.8}$= 33.33cm

$\frac{h}{2}$ - c= 5-2.5=2.5cm < e_0 =33.33cm

Par ailleurs, on doit vérifier l'inégalité ci-contre :

$$\mathbf{e_0 \geq \frac{IG}{B0\ v2}}$$

$v1 = \frac{1}{B0}[\frac{bh^2}{2} + 15(A'C + d\ A)] \Rightarrow$ υ1 = 5.111 cm

$v2$ = h - υ1⇒ υ2 = 4,889cm.

$I_G = \frac{b}{3}(v1^3 + \upsilon 2^3) + 15[A(\upsilon 2 - c)^2 + A'(v1-c)^2]$

$\Rightarrow \quad I_G = 8517.729 cm^4$

Alors : $\frac{IG}{B0\ v2} = 1.691 cm$

Donc: $e_0 = 33.33 cm \geq \frac{IG}{B0\ v2} = 1.691 cm$

Alors, on a une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que:

$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}\ et\ \sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ fissuration préjudiciable

Où $\sigma_b = KY1$ et $\sigma_s = 15(d - Y1)\ avec\ K = \frac{Nser}{SG'}$

On va calculer $\mathbf{y_2}$ à l'aide de l'équation suivante:

$y_2^3 + py_2 + q = 0$……."*"

Tels que: 'y2' distance entre le centre de pression "c" et l'axe neutre.

$P = -3C^2 - 90\frac{A'}{b}(C-c') + 90\frac{A}{b}(d-C)$

$q = -2C^3 - 90\frac{A'}{b}(C-c') - 90\frac{A}{b}(d-C)^2$

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

$C = h/2 - e_0 = -28.33 cm < 0$

Application numérique

$P = -2342.95 cm^2$

$q = 43152.313 cm^3$

D'où l'équation devient :

$$y_2^3 + (-2342.95)\, y_2 + 43152.313 = 0$$

On va résoudre l'équation précédente, tout en respectant la condition suivante :

$$0 < y_1 = y_2 + c < h$$

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

$\Delta = q^2 + \frac{4q^3}{27} = -4.327\ 10^7 < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.9884 = 171.2645° \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 55.892 \end{cases}$

- Les racines de l'équation sont:

$$y_2 = \begin{cases} y_{2'} = a\cos(\frac{\varphi}{3}) = 30.368 \\ y_{2''} = a\cos(\frac{\varphi}{3}+120) = -55.819 \\ y_{2'''} = a\cos(\frac{\varphi}{3}+240) = 25.451 \end{cases}$$

On prend la solution qui est comprise dans la fourchette suivante:

$$0 < y_1 = y_2 + c < h$$

Alors :

$\begin{cases} y_{2''} = -55.819 & \text{rejetée comme valeur } (< 0) \\ y_{2'''} = 25.451 & \text{rejetée comme valeur } (y_2 + c < 0) \end{cases}$

D'où alors : $0 < y_1 = 30.368 + (-28.33) = 2.03cm < h = 10cm$

Donc on prend : $y_2 = 30.368\ cm$.

En revanche on a : $\mathbf{K = \frac{Nser}{SG'}}$

$S_G' = \frac{1}{2} b\, y1^2 + 15[A'(y1-c') - A(d-y1)] = 41.1245\ cm^3$

D'où alors : $K = 1800/41124 = 0.0437\ N/mm^3$

Donc : $\sigma_b = k\ y1 = 0.0437 * 20.3 = 0.887MPa$

$Et\ \sigma_s = 15\ k\ (d - y1) = 35.855MPa$

↳ $\sigma_b = 0.887MPa \leq \overline{\sigma b} = 0.6fc28 = 15MPa$ cv

$\sigma_s = Min\ [\frac{2}{3}fe$=266.66 MPa ; 110$\sqrt{n}$ f_{tj} = 201.633 MPa]

σ_s =201.633 MPa

↳ $\sigma_s = 35.855MPa \leq \overline{\sigma s} = 201.633MPa$ cv

Donc on adoptera la section calculée à l'E.L.U.

III.1.4. Vérification de l'effort tranchant

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est :

$$F = \text{Tu-}\frac{Mu}{0.9d}$$

$F = 1.5 - \frac{0.9}{0.9*0.075}$ = - 11.83 KN

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

III.1.5. Vérification de l'acrotère au séisme [2]

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

➢ $F_p = 4.A.C_p.W_p$. (Art.6.2.3)

- A: coefficient d'accélération, (groupe d'usage2, zone III)
- C_p: facteur de force horizontal, (R.P.A tab. 6.1)
- W_p: poids propre de l'acrotère pour une bande de 1m de longueur.
- A=0.25 ; Cp=0.80 ; W_p= 1.8 KN.

Donc :

F_p = 4× 0.25× 0.8 ×1.8= 1.44 KN ⇒ F_p = 1.44 KN

F_p= 1.44 KN < T =1.5 KN ⇒..... (Condition vérifiée)

Donc l'acrotère résiste à la sollicitation due au séisme local.

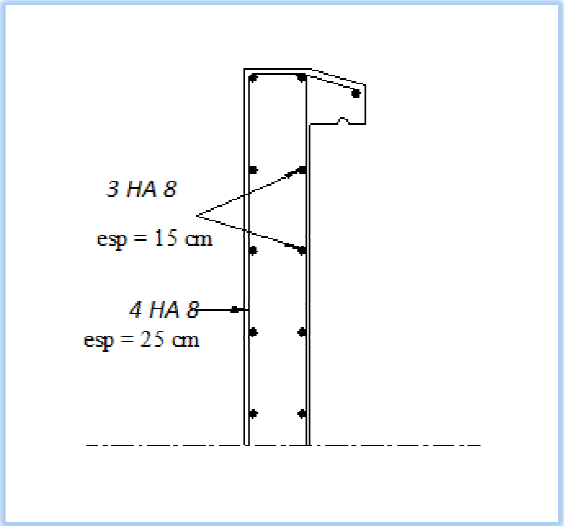


Figure III.4: Ferraillage de l'acrotère

III.2.LES DALLES PLEINES

III.2.1. INTRODUCTION

Les dalles pleines sont des plaques minces et planes dont la largeur est supérieur à l'épaisseur, reposant avec ou sans continuité sur deux, trois ou quatre appuis, l'épaisseur des dalles dépend souvent des conditions d'utilisation ainsi que des vérifications de résistance.
Pour notre structure on a un seul type des dalles pleines, de forme régulière (rectangulaire).

III.2.2. Calcul des dalles pleines

On a un seul type de dalle pleine, représentée sur la figure III.16. La méthode de calcul est celle des lignes de rupture. Notre dalle est encastrée sur trois côtés et soumise à une charge uniformément répartie.

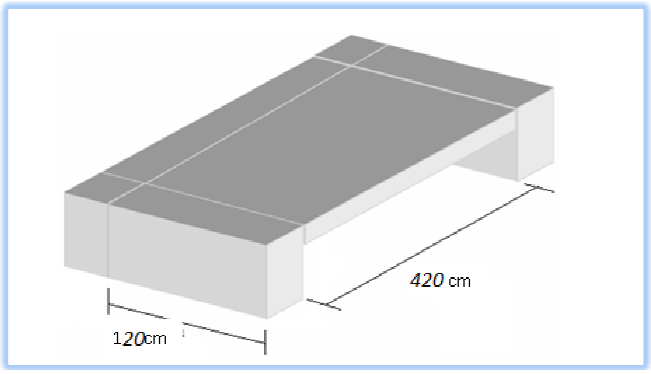


Figure III.5: Dalle pleine d'épaisseur 15cm

III.2.2.1 Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation

a. Charges permanentes G = 6.13kN/m^2

b. Surcharges d'exploitation Q = 4 kN/m^2

III.2.2.2. Types de ruptures

Nous considérons deux types de rupture possibles :

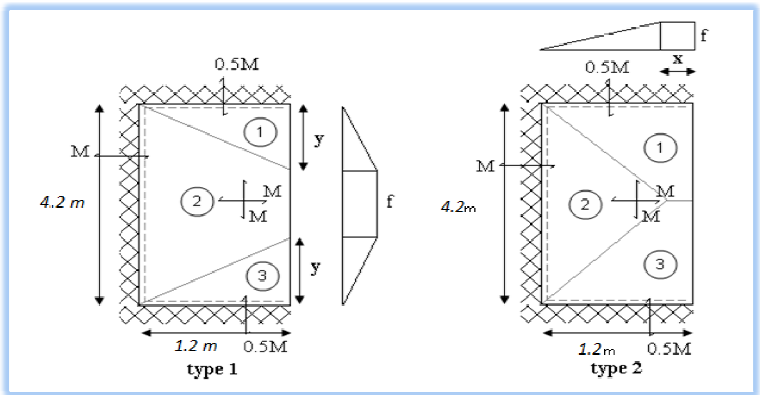


Figure III.6 : montre les deux types de rupture

III.2.2.3. Calcul du premier type de rupture de la dalle

A. Travail externe : $T_{ext} = P \times f$

T_{ext}= surface × déplacement du centre de gravité de la surface

Tableau III.3: Travail externe.

Eléments	Aire de chargement	déplacement de CG	travail externe pour une charge q_u
1	0.6 y	f/3	0,20.y.f.q_u
2	2× (0,6 y)	f/3	0,4.y.f.q_u
	1.2× (4.2-2y)	f/2	(2.52-1.2y).f.q_u
3	0,6y	f/3	0,20y.f.q_u
		∑	f.q_u. (2,52-0,4y)

Tableau III.4: Travail externe.

Eléments		moment de rupture M	longueur de ligne de rupture L	rotation θ	travail interne = M.L.θ
1	+	M	1,20	f/y	1.2M.f/y
	-	0.5M	1,20	f/y	0,6.M.f/y
2	+	M	2y	F	2. M.y.f
	-	M	4.20	F	4.2. M.y.f
3	+	M	1,20	f/y	1.2M.f/y
	-	0.5M	1,20	f/y	0,6.M.f/y
				∑	M.f. (3.6/y+2y +4.2)

∑des Travaux externes -∑Travaux internes=0

∑des Travaux externes=∑Travaux internes

f.q_u. (2,52-0,4y) = M.f. (3.6/y+2y +4.2)

$$M= -\frac{(2,52-0,4y)}{(3.6/y+2y+4.2)}$$

y doit être : 0 < y <2,50 m

$\frac{dM}{dy} = 0 \Rightarrow y = 0{,}92\,m$

Le premier type de rupture considéré est le plus significatif que le deuxième car $y < 2{,}1m$

M_u =0,217 q_u ;

M_{ser} =0,217 q_{ser} ;

q_u = 1,35(6,13) +1,5(4.0) = 14.275KN→ M_u = 3.097KN.m

q_{ser} = 6,23+4.0 = 10.13KN→ M_{ser} = 2.198KN.

En travée

$M_{u\,t}$ = 3.097KN.m

$M_{ser\,t}$ = 2.198KN.m

Aux appuis

$M_{u\,a}$ = 0,5*3.097= 1.548KN.m

$M_{ser\,a}$ = 0, 5*2.198=1.099 KN.m

III.2.3. Calcul de ferraillage de la dalle pleine

Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 ml à l'état limite ultime :

$\overline{\sigma}_b$ = 14,20MPa; $\overline{\sigma}_s$ = 348 MPa.

b= 100cm, h= 15cm, c= 2cm, d=13 cm

Tableau.III.5: Ferraillage de la dalle pleine.

position	Sens	Mu (KN.m)	μ	β	Amin (cm^2)	A_{cal} (cm^2)	A_{adop} (cm2)	Espacement (cm)
Travée	x et y	3.097	0.012	0.994	1.5	0.688	3T10 =2.36	33
Appuis	x et y	1.548	0.006	0.997	1.5	0.343	5T8=2,51	20

✓ **Condition de non fragilité**

En travées

$A = 2.36\ (cm^2) > 1.5\ (cm^2)$ … … … … $(\boldsymbol{c}.\ \boldsymbol{v})$

Aux appuis

$A = 2{,}51(cm^2) > 02{,}00(cm^2)$ … … … … $(\boldsymbol{c}.\ \boldsymbol{v})$

✓ **Vérification de l'espacement**

En travées :

$St = 33\ cm \leq min$ [3h = 45cm, 33 cm]= 33 cm … … … … …… . cv

Aux appuis :

$St = 20\ cm \leq min$ [3h = 60cm, 33 cm] = 33 cm … … …… … … . cv

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{V_U}{b\ d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0{,}07\ f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec:

$$V_U = \frac{q_u\ L_X}{2}$$

τ_u=0.13 MPa $< \bar{\tau_u}$= 1.16 MPa…….. … … cv

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

III.2.4. Vérification des contraintes à l'état limite de service

La fissuration est considéré comme peu nuisible donc vérifier que:

$$\sigma_b < \bar{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 15MPA$$

Tableau.III.6 : Valeurs des contraintes à l'E.L.S

	Sens	M_{ser} (kN.m)	As (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPA)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	Vérification
Travée	x et y	2.198	2.36	2.700	4411.68	1.345	15	cv
Appuis	x et y	1.099	2.51	2.774	4648.64	0.655	15	cv

III.2.5. Vérification de la flèche

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les deux conditions ci-après sont vérifiées:

a) suivant (Y)

1. $\frac{h}{lx} \geq \frac{1\,Mt}{20\,M0} \rightarrow \frac{15}{120}$=.0125 ≥0.06……. cv

2. $\frac{At}{b.d} \leq \frac{2}{fe} \rightarrow \frac{At}{b.d} = \frac{2.36}{1300} = 0.0018 \leq \frac{2}{400}$=0.005……cv

b) suivant (x)

1. $\frac{h}{lx} \geq \frac{1\,Mt}{20\,M0} \rightarrow \frac{15}{420}$=0.035 ≥0.003……. cv

2. $\frac{At}{b.d} \leq \frac{2}{fe} \rightarrow \frac{At}{b.d} = \frac{2.36}{1300} = 0.0018 \leq \frac{2}{400}$=0.005……cv

Conclusion : la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.3. ETUDE DES POUTRELLES DU PLANCHER CORPS CREUX

III.3.1 DEFINITION

Le plancher à corps creux est constitue de poutrelles préfabriquées associés à des corps creux, de dimension (20*65), avec une table de compression d'épaisseur (5cm).

III.3.2 calcul des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à des poutres continues, semi encastrées aux extrémités.

La section du béton est définie par:

- une section en (Té) en travées;

- une section rectangulaire aux appuis.

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées sur les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65.L, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

a) Calcul avant coulage

Avant le coulage du béton, la poutrelle est considérée comme poutre simplement appuyée, est soumise à son poids propre, à celui des entrevous et à la surcharge due à l'ouvrier.

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

Tableau III.7: Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles

L (m)	**Q (KN)**	**G (KN/ml)**	
3.5	Q = {1 KN; 0,5 KN/m de portée} = **1,75KN**	Poids de poutrelle 0.12*0.04*25=0.12	Poids de corps creux 0.65*1=0.65
		G= .012+0.65	

Calcul des moments

Tableau III.8 : Moments statiques des poutrelles

MG (KN.m)	MQ (KN.m)	MU(KN.m)
$GL^2/8 = 1.17$	QL/4= 1.53	1.35MG+ 1.5MQ= 3.87

$$\mu = \frac{Mu}{b*d^2*\bar{\sigma}b} = \frac{3.87\ 10^6}{120*20^2*14.2} = 5.67$$

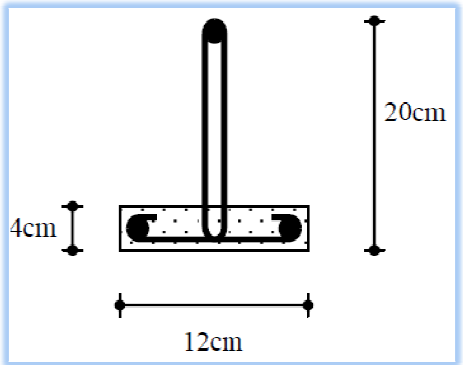
Donc les armatures comprimées sont nécessaires, à cause de la faible section du béton, ces armatures ne peuvent pas être placées, on prévoit alors des étaiements sous poutrelles destinées à supporter les charges et les surcharges avant le coulage du béton.

Avant le coulage du béton, la poutrelle est considérée comme poutre simplement appuyée, est soumise à son poids propre, à celui des entrevous et à la surcharge due à l'ouvrier.

Poids du corps creux: G1 = 0.65 x 1 = 0.65 KN/ml.

Poids de la poutrelle: G2 = 0.12 x 0.04 x 25 =0.12KN/ml.

Donc: $G = G1 + G2 = 0.12 + 0.65 = 0.77\ KN/ml.$



Q= Max [1 KN ($au\ milieu\ de\ la\ poutrelle$) ; 0.5 $KN/ml\ de\ portée$]

Q= Max [1 KN ; 0.5×3.5] → Q = 1,75 KN.

$Q = 1 * 0.65 = 0.65\ kN/ml$

$$\bar{f} = \begin{cases} 0.5cm + \frac{L}{1000} & \text{Si } L \geq 5m \\ \frac{L}{500} & \text{Si } L < 5m. \end{cases}$$

Comme la section est d'une très faible hauteur, il est impossible d'introduire des armatures de compression. La seule solution est de diminuer le moment par une diminution de la portée. Pour ce faire, on doit prévoir un étaiement.

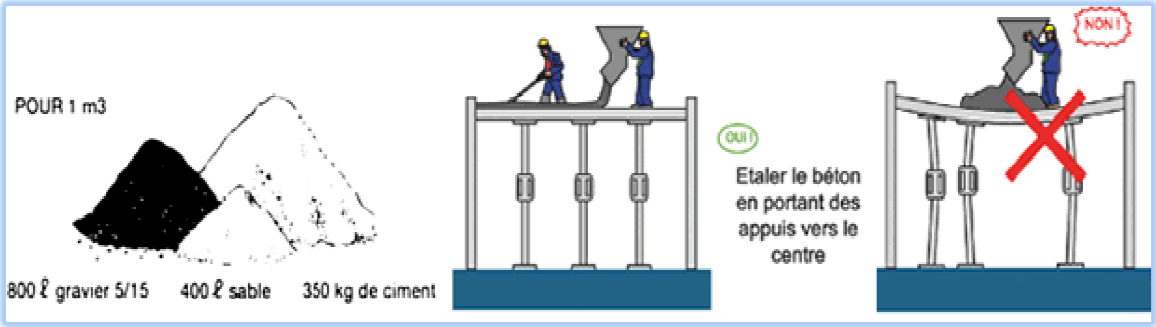
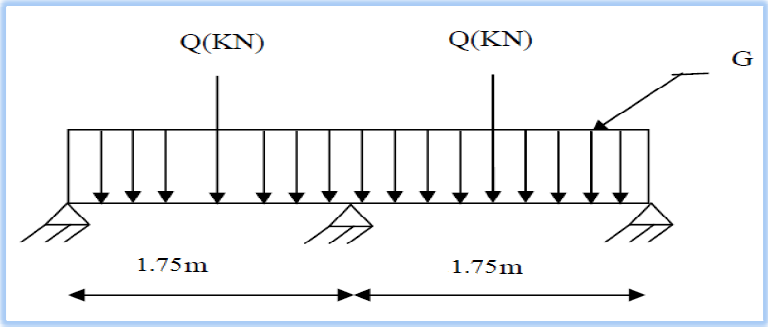


Figure III.7: schéma représente la disposition des étaiements

III.3.2.1. Calcul des étaiements

❖ Pour un seul étai au milieu



Lmax = 1.75 m

$$MG = \frac{G\,L^2}{8} = \frac{0.77\,(1.75)^2}{8} = 0.294 \text{ KN.m}$$

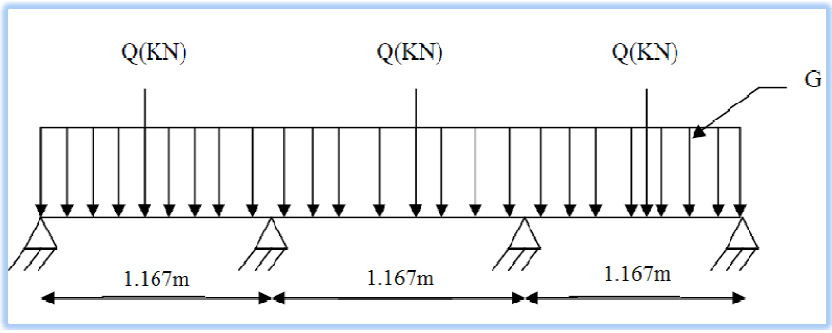
$MQ = \frac{Q\,L}{4} = \frac{1*1.75}{4} = 0.437$ KN.m

Mu= 1.35 MG + 1.5 MQ = 1.052 KN.m

$\mu = \frac{Mu}{\sigma bc.b.d^2} = \frac{1.052\ 10^6}{14.2*120*20^2} = 1.543 > \mu 1 = 0.392$ (feE400)…… (c.n.v)

On ajoute un autre étaiement

❖ Pour deux étais



G = 0, 77 KN/ ml → MG= 0.131 (KN.m)

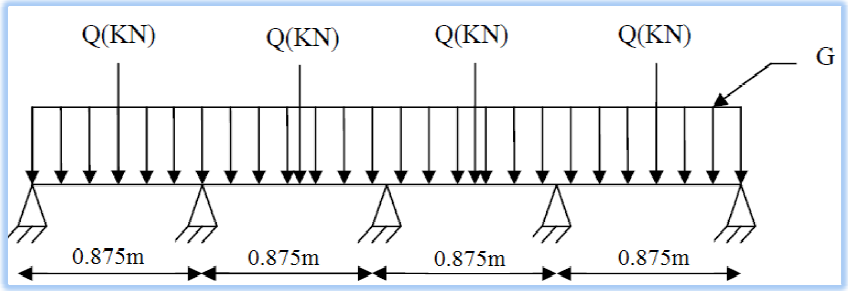
Q = Max [1 KN; 0.5x1.167 KN] = 1.00KN→MQ=0.291(KN.m)

Donc: Mu=0.613(KN.m)

$\mu = \frac{Mu}{\sigma bc.b.d^2} = \frac{0.613\ 10^6}{14.2*120*20^2} = 0.899 > \mu 1 = 0.392$ (feE400)…… (c.n.v)

On ajoute un autre étaiement

❖ Pour trois étais



G = 0.77 KN/ ml→MG=0,073(KN.m)

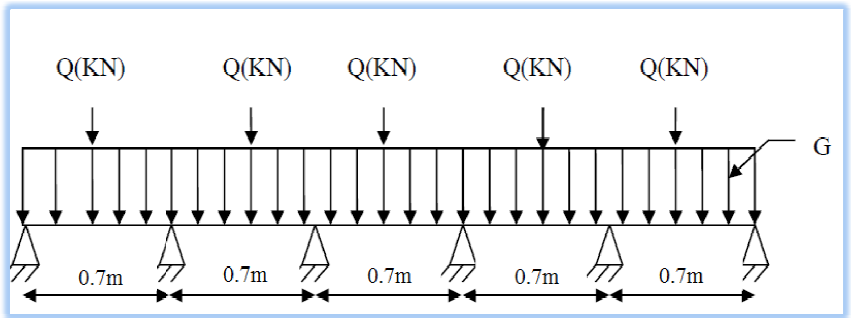
Q = Max [1 KN ; 0.5x0.84 KN] = 1.00KN→MQ=0.218(KN.m)

Donc: Mu=0.421(KN.m)

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma bc.b.d^2} = \frac{0.42110^{6}}{14.2*120*20^2} = 0.618 > \mu 1 = 0.392 \text{ (feE400)}\ldots\ldots \text{ (c.n.v)}$$

On ajoute un autre étaiement

❖ Pour quatre étais



G = 0.77 KN/ ml→MG=0.047(KN.m)

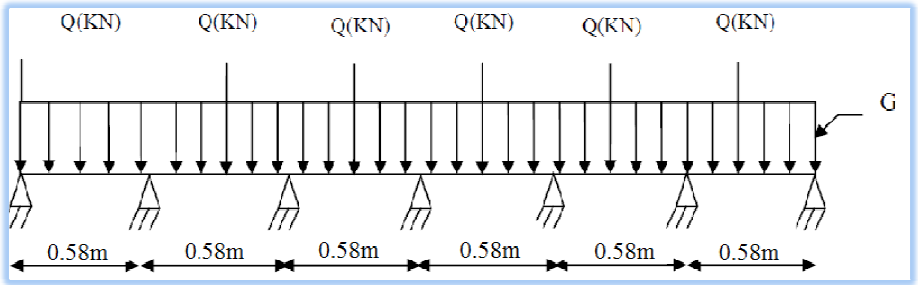
Q = Max [1 KN ; 0.5x0.84 KN] = 1.00KN→MQ=0.175(KN.m)

Donc: Mu=0.3259(KN.m)

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma bc.b.d^2} = \frac{0.3295\ 10^{6}}{14.2*120*20^2} = 0.478 > \mu 1 = 0.392 \text{ (feE400)}\ldots\ldots \text{ (c.n.v)}$$

On ajoute un autre étaiement

❖ Pour cinq étais



G = 0.77 KN/ ml→MG=0.032(KN.m)

Q = Max [1 KN ; 0.5x0.84 KN] = 1.00KN→MQ=0.145(KN.m)

Donc: Mu=0.260(KN.m)

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma bc.b.d^2} = \frac{0.260\ 10^6}{14.2*120*20^2} = 0.381 > \mu 1 = 0.392\ (feE400)\ldots\ldots\ (c.n.v)$$

Alors il faut prévoir cinq étaiements le long de la travée espacés de 58 cm pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression

b) Calcul après coulage

Dans cette étape, le calcul des poutrelles se fait après le coulage de la table de Compression, la poutrelle est considérée comme une poutre continue

Un seul type de poutre continue est envisagé

- Poutrelle a 8 travées

III.3.2.2. Méthodes de calcul

Pour le calcule des poutrelles on a deux Méthode

- ✓ **Méthode forfaitaire**
- ✓ **Méthode de Caquot**

1) Méthode forfaitaire

Domaine d'application

Pour pouvoir appliquer cette méthode ; il faut vérifier les conditions suivantes :

- $\boldsymbol{H1}$: $Q \leq Max\ \{2G\ ;\ 5kN/m2\}\ (c.v)$
- $\boldsymbol{H2}$: Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans la différente travée en continuité. $(c.v)$

- $\boldsymbol{H3}$: Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 (c.v)
- $\boldsymbol{H4}$: Fissuration non préjudiciable. ($c.\ v$)

Donc la méthode forfaitaire est applicable

Exposé de la méthode

Le calcul pour la détermination des moments de flexion se fait pour chaque travée a part.il s'agira de déterminer le moment positif en travée Mt et les deux moments négatifs aux appuis :

- M_t= moment en travée
- M_w= moment a l'appui de gauche
- M_e= moment a l'appui de droite

On désigne par : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

Il s'agira de vérifier les trois (03) conditions suivantes :

a. $Mt + \frac{Mw+Me}{2} \geq$ Max [1.05 M_0 et (1+0.3α) M_0]

b. $Mt \leq \begin{cases} [\frac{1.2+0.3\alpha}{2}]\ M_0 & \text{pour les travées de rive} \\ [\frac{1+0.3\alpha}{2}]\ M_0 & \text{pour les travées intermédiaires} \end{cases}$

c. Les moments d'encastrement des appuis :

- $M_a \geq 0.6$ M0 cas de poutre a 2 travées
- Ma $\geq$ 0.6 M0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre a plus de 02 travées
- Ma $\geq$ 0.4 M0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre a plus de 03 travées

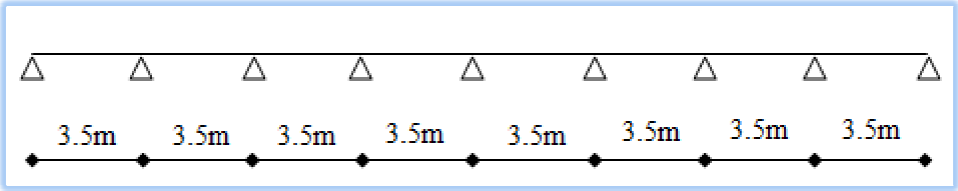


Figure III.8 : Schéma statique de poutrelles à 08 travées

$M_0 = \frac{Pu\ L^2}{8}$ Pu= 1.35G+1.5Q

III.3.2.3. Evaluation des charges et surcharges

Tableau III.9: Charges, surcharges et efforts aux E.L.U et E.L.S

	G KN/m²	Q KN/m²	P_u KN/m	P_{ser} KN/m
Plancher terrasse	6.32*0,65 = 4,37	1*0,65 = 0.65	6.52	4.758
Plancher courant (habitation)	5.13*0,65 = 3.34	1.5*0,65=0.975	5.963	4.309
Plancher de RDC commerce)	5.13*0,65 = 3.34	4.0*0,65 = 2.6	8.40	5.934
Plancher sous-sol	5.13*0.65=3.34	2.5*0.65=1.625	6.937	3.34

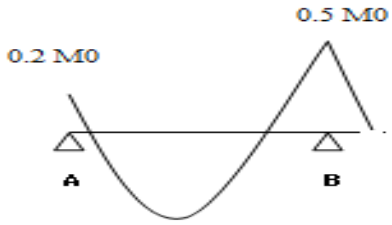
Les calculs sont fait pour les poutrelles de plancher de RDC (commerce) et le plancher habitation, et on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles.

1- Plancher habitation

- **E.L.U**

Aux appuis

AB

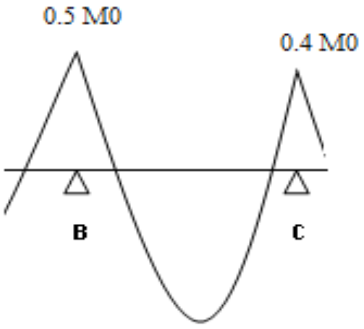


Me= 0.5 M_0 Mw=0.2 M_0

Donc : Me= 4.565 kN.m

Mw= 1.826 kN.m

BC

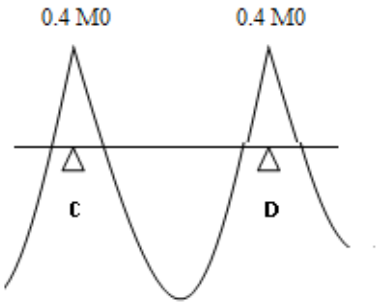


Me= 0.4 M0 Mw=0.5 M0

Donc: Me=3.652 KN.m

Mw= 4.565KN.m

CD

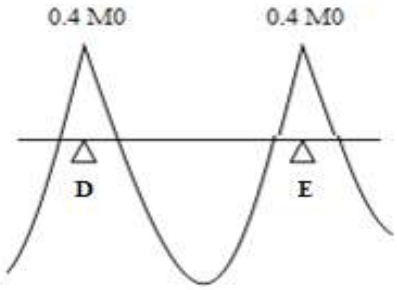


Me= 0.4 M0 Mw=0.4 M0

Donc: Me=3.652 KN.m

Mw= 3.652KN.m

DE

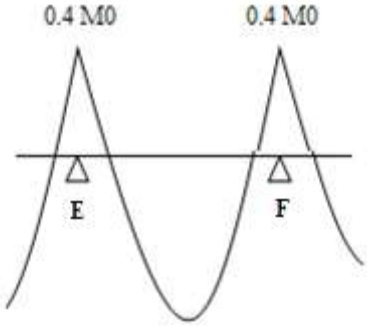


Me= 0.4 M0 Mw=0.4 M0

Donc: Me=3.652 KN.m

Mw= 3.652KN.m

EF

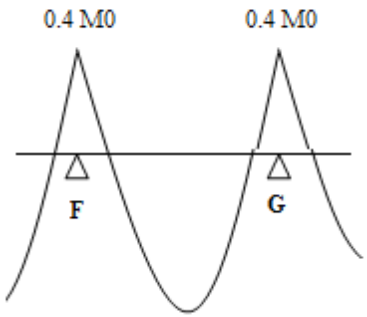


Me= 0.4 M0 Mw=0.4 M0

Donc: Me=3.652 KN.m

Mw= 3.652KN.m

FG

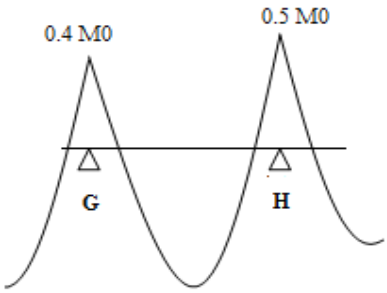


Me= 0.4 M0 Mw=0.4 M0

Donc: Me=3.652 KN.m

Mw= 3.652KN.m

GH

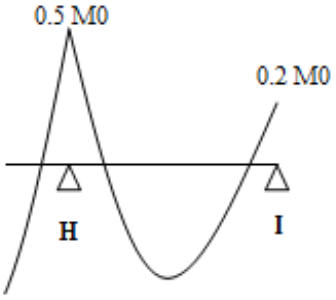


Me= 0.5 M0 Mw=0.4 M0

Donc: Me=4.565 KN.m

Mw= 3.652KN.m

HI



Me= 0.2 M0 Mw=0.5 M0

Donc: Me=1.826 KN.m

Mw= 4.565KN.m

Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime

Tableau III.10: Moments en appuis des poutrelles

travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	HI
M_0 (KN.m)	9.13	9.13	9.13	9.13	9.13	9.13	9.13	9.13
M_w (KN.m)	1.826	4.565	3.652	3.652	3.652	3.652	3.652	4.565
M_e (KN.m)	4.565	3.652	3.652	3.652	3.652	3.652	4.565	1.826

En travée :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1.5}{5.13+1.5} = 0.226$$

AB

1) $Mt_{AB} \geq Max\ [1.05\ M_0\ ;\ (1+0.3\alpha)\ M_0] - \frac{Mw+Me}{2}$

$Mt_{AB} \geq Max\ [9.586\ ;\ 9.749] - \frac{1.826+4.565}{2}$

$Mt_{AB} = 6.553\ KN/m^2$.....(1)

2) $Mt_{AB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$ .....(rive)

$Mt_{AB} = 5.787\ KN/m^2$.....(2)

$Mt_{AB} = Max\ (6.553KN/m^2, 5.787\ KN/m^2)$

Donc:

$Mt_{AB} = 6.553KN/m^2$

BC

1) $Mt_{BC} \geq Max\ [1.05\ M_0\ ;\ (1+0.3\alpha)\ M_0] - \frac{Mw+Me}{2}$

$Mt_{BC} \geq Max\ [9.586;\ 9.749] - \frac{4.565+3.652}{2}$

$Mt_{BC} = 5.640\ kN/m^2$.....(1)

2) $Mt_{BC} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$ .....(intermédiaire)

$Mt_{BC} = 4.874\ kN/m^2$……(2)

$Mt_{BC} = Max\ (5.640KN/m2; 4.874\ KN/m^2)$

Donc:

$Mt_{BC}=5.640kN/m^2$

CD

1) $Mt_{CD} \geq Max\ [1.05\ M_0\ ;\ (1+0.3\alpha)\ M_0] - \frac{Mw+Me}{2}$

$Mt_{CD} \geq Max\ [9.586; 9.749] - \frac{3.652+3.652}{2}$

$Mt_{CD} = 6.097\ KN/\ m^2$….. (1)

2) $Mt_{CD} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$ …..(intermédiaire)

$Mt_{CD} = 4.874\ KN/m^2$…… (2)

$Mt_{CD} = Max\ (6.097KN/m2; 4.874\ KN/m^2)$

Donc:

$Mt_{CD} =6.097KN/m^2$

DE

1) $Mt_{DE} \geq Max\ [1.05\ M_0\ ;\ (1+0.3\alpha)\ M_0] - \frac{Mw+Me}{2}$

$Mt_{DE} \geq Max\ [9.586; 9.749] - \frac{3.652+3.652}{2}$

$Mt_{DE} = 6.097\ KN/\ m^2$….. (1)

2) $Mt_{DE} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$ …..(intermédiaire)

$Mt_{DE} = 4.874\ KN/m^2$…… (2)

$Mt_{DE} = Max\ (6.097KN/m2\ ;\ 4.874\ KN/m^2)$

Donc:

$Mt_{DE} =6.097KN/m^2$

EF

1) $Mt_{EF} \geq Max\ [1.05\ M_0\ ;\ (1+0.3\alpha)\ M_0] - \frac{Mw+Me}{2}$

$Mt_{EF} \geq Max\ [9.586; 9.749] - \frac{3.652+3.652}{2}$

$Mt_{EF} = 6.097\ KN/m^2$….. (1)

2) $Mt_{EF} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$ …..(intermédiaire)

$Mt_{EF} = 4.874\ KN/m^2$…… (2)

$Mt\ EF = Max\ (6.097kN/m^2; 4.874\ kN/m^2)$

Donc:

$Mt_{EF} = 6.097kN/m^2$

FG

1) $Mt_{FG} \geq Max\ [1.05\ M_0\ ;\ (1+0.3\alpha)\ M_0] - \frac{Mw+Me}{2}$

$Mt_{FG} \geq Max\ [9.586; 9.749] - \frac{3.652+3.652}{2}$

$Mt_{FG} = 6.097\ KN/m^2$….. (1)

2) $Mt_{FG} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$ …..(intermédiaire)

$Mt_{FG} = 4.874\ KN/m^2$…… (2)

$Mt_{FG} = Max\ (6.097KN/m^{2;}\ 4.874\ KN/m^2)$

Donc:

$Mt_{FG} = 6.097KN/m^2$

GH

1) $Mt_{GH} \geq Max\ [1.05\ M_0\ ;\ (1+0.3\alpha)\ M_0] - \frac{Mw+Me}{2}$

$Mt_{GH} \geq Max\ [9.586; 9.749] - \frac{4.565+3.652}{2}$

$Mt_{GH} = 5.640\ KN/m^2$….. (1)

2) $Mt_{GH} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$ …..(intermédiaire)

$Mt_{GH} = 4.874\ KN/m^2$…… (2)

$Mt_{GH} = Max\ (5.640KN/m2; 4.874\ kN/m^2)$

Donc:

$Mt_{GH} = 5.640 kN/m^2$

HI

1) $Mt_{HI} \geq Max\ [1.05\ M_0\ ;\ (1+0.3\alpha)\ M_0] - \frac{Mw+Me}{2}$

$Mt_{HI} \geq Max\ [9.586;\ 9.749] - \frac{4.565+1.826}{2}$

$Mt_{HI} = 6.553\ kN/m^2$ ….. (1)

2) $Mt_{HI} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$ …..(rive)

$Mt_{HI} = 5.787\ kN/m^2$…… (2)

$Mt_{HI} = Max\ (6.553KN/m2\ ;\ 5.787kN/m^{2)}$

Donc:

$Mt_{HI} = 6.553kN/m^2$

III.3.2.4 calcul des efforts tranchant :

- **E.L.U :**

AB

$Tw = \frac{Pu\ L}{2} + \frac{Me-Mw}{L}$

$Tw = \frac{5.963 * 3.5}{2} + \frac{4.565-1.826}{3.5}$

$Tw = 11.217\ kN$

$Te = -\frac{Pu\ L}{2} + \frac{Me-Mw}{L}$

$Te = -\frac{5.963 * 3.5}{2} + \frac{4.565-1.826}{3.5}$

$Te = -9.652\ kN$

BC

$Tw = \frac{Pu\ L}{2} + \frac{Me-Mw}{L}$

$Tw = \frac{5.963 * 3.5}{2} + \frac{3.652-4.565}{3.5}$

$Tw = 10.174\ kN$

$$Te= - \frac{Pu\,L}{2} + \frac{Me-Mw}{L}$$

$$Te= - \frac{5.963*3.5}{2} + \frac{3.652-4.565}{3.5}$$

Te= - 10.695 kN

CD

$$Tw = \frac{Pu\,L}{2} + \frac{Me-Mw}{L}$$

$$Tw = \frac{5.963*3.5}{2} + \frac{3.652-3.652}{3.5}$$

Tw = 10.435kN

$$Te= - \frac{Pu\,L}{2} + \frac{Me-Mw}{L}$$

$$Te= - \frac{5.963*3.5}{2} + \frac{3.652-3.652}{3.5}$$

Te= - 10.435 kN

DE

$$Tw = \frac{Pu\,L}{2} + \frac{Me-Mw}{L}$$

$$Tw = \frac{5.963*3.5}{2} + \frac{3.652-3.652}{3.5}$$

Tw = 10.435kN

$$Te= - \frac{Pu\,L}{2} + \frac{Me-Mw}{L}$$

$$Te= - \frac{5.963*3.5}{2} + \frac{3.652-3.652}{3.5}$$

Te= - 10.435 kN

EF

$$Tw = \frac{Pu\,L}{2} + \frac{Me-Mw}{L}$$

$$Tw = \frac{5.963*3.5}{2} + \frac{3.652-3.652}{3.5}$$

Tw = 10.435kN

$$Te= - \frac{Pu\,L}{2} + \frac{Me-Mw}{L}$$

$$Te= - \frac{5.963*3.5}{2} + \frac{3.652-3.652}{3.5}$$

Te= - 10.435 kN

FG

$$Tw = \frac{Pu\ L}{2} + \frac{Me-Mw}{L}$$

$$Tw = \frac{5.963 * 3.5}{2} + \frac{3.652-3.652}{3.5}$$

$$Tw = 10.435kN$$

$$Te = -\frac{Pu\ L}{2} + \frac{Me-Mw}{L}$$

$$Te = -\frac{5.963 * 3.5}{2} + \frac{3.652-3.652}{3.5}$$

$$Te = -10.435\ kN$$

GH

$$Tw = \frac{Pu\ L}{2} + \frac{Me-Mw}{L}$$

$$Tw = \frac{5.963 * 3.5}{2} + \frac{4.565-3.652}{3.5}$$

$$Tw = 10.695kN$$

$$Te = -\frac{Pu\ L}{2} + \frac{Me-Mw}{L}$$

$$Te = -\frac{5.963 * 3.5}{2} + \frac{4.565-3.652}{3.5}$$

$$Te = -10.174\ kN$$

HI

$$Tw = \frac{Pu\ L}{2} + \frac{Me-Mw}{L}$$

$$Tw = \frac{5.963 * 3.5}{2} + \frac{1.826-4.565}{3.5}$$

$$Tw = 9.652kN$$

$$Te = -\frac{Pu\ L}{2} + \frac{Me-Mw}{L}$$

$$Te = -\frac{5.963 * 3.5}{2} + \frac{1.826-4.565}{3.5}$$

$$Te = -11.217\ kN$$

Tableau III.11: poutrelle a huit travées (moments et efforts tranchant à E.L.U)

	M_0 (KN.m)	Mw(KN.m)	Me(KN.m)	Mt(KN.m)	Tw KN	Te KN
AB	9.13	1.826	4.565	6.553	11.217	-9.652
BC	9.13	4.565	3.652	5.640	10.174	-10.695
CD	9.13	3.652	3.652	6.097	10.435	-10.435
DE	9.13	3.652	3.652	6.097	10.435	-10.435
EF	9.13	3.652	3.652	6.097	10.435	-10.435
FG	9.13	3.652	3.652	6.097	10.435	-10.435
GH	9.13	3.652	4.565	5.640	10.695	-10.174
HI	9.13	4.565	1.826	6.553	9.652	-11.217

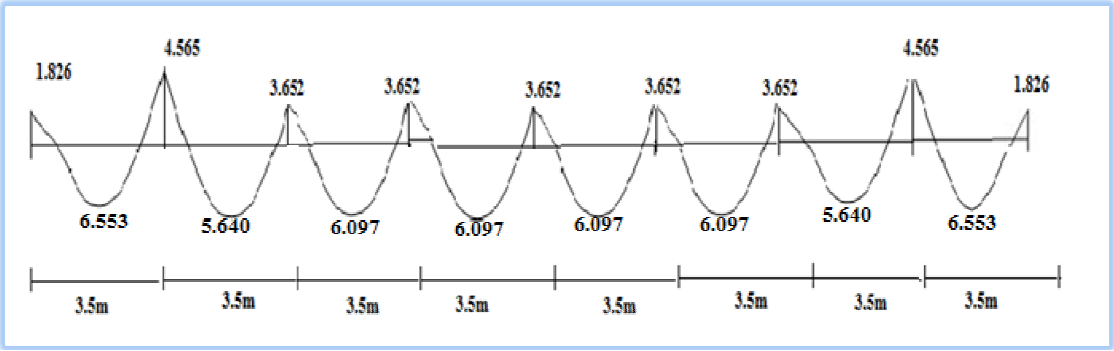


***Figure III.9*:** Diagrammes des moments à l'E.L.U

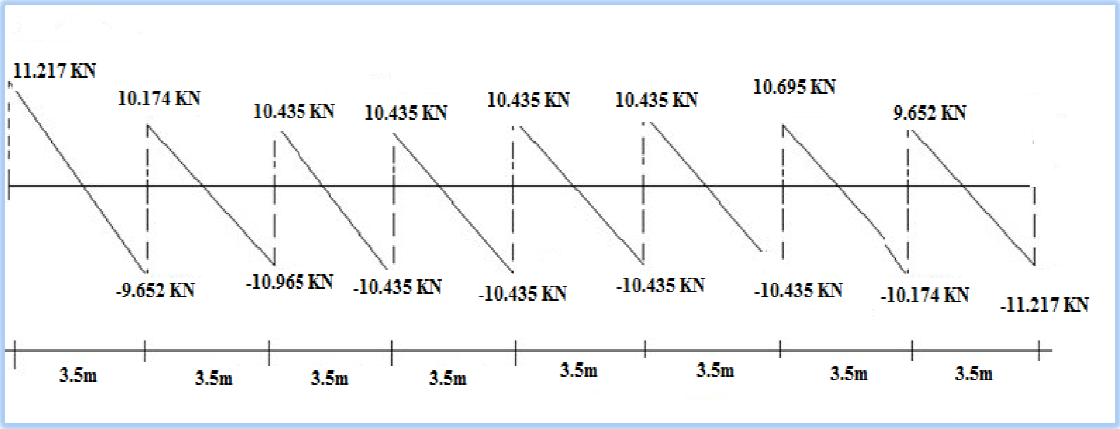


Figure III.10 : Diagrammes des efforts tranchants à l'E.L.U

➢ E.L.S

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.12 : poutrelle a huit travées (moments et efforts tranchant à E.L.S)

	M0 (KN.m)	Mw(KN.m)	Me(KN.m)	Mt(KN.m)	Tw KN	Te KN
AB	6.598	1.319	3.299	4.735	8.106	-6.975
BC	6.598	3.299	2.639	4.076	7.352	-7.729
CD	6.598	2.639	2.639	4.406	7.540	-7.540
DE	6.598	2.639	2.639	4.406	7.540	-7.540
EF	6.598	2.639	2.639	4.406	7.540	-7.540
FG	6.598	2.639	2.639	4.406	7.540	-7.540
GH	6.598	2.639	3.299	4.076	7.729	-7.352
HI	6.598	3.299	1.319	4.735	6.975	-8.106

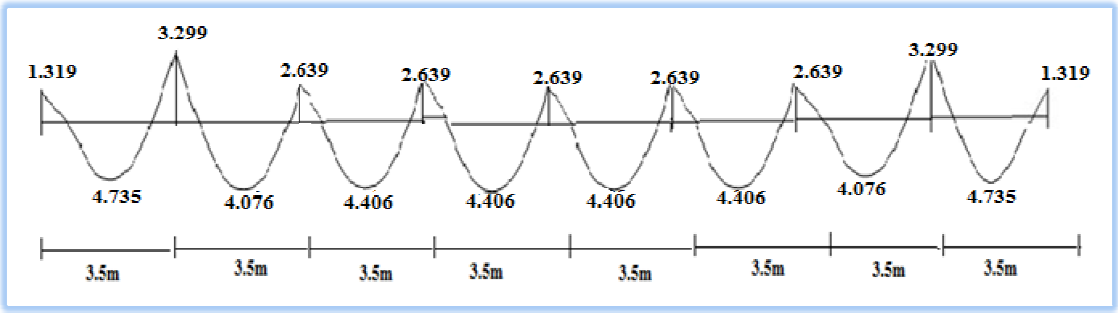


Figure III.11 : Diagrammes des moments à l'E.L.S

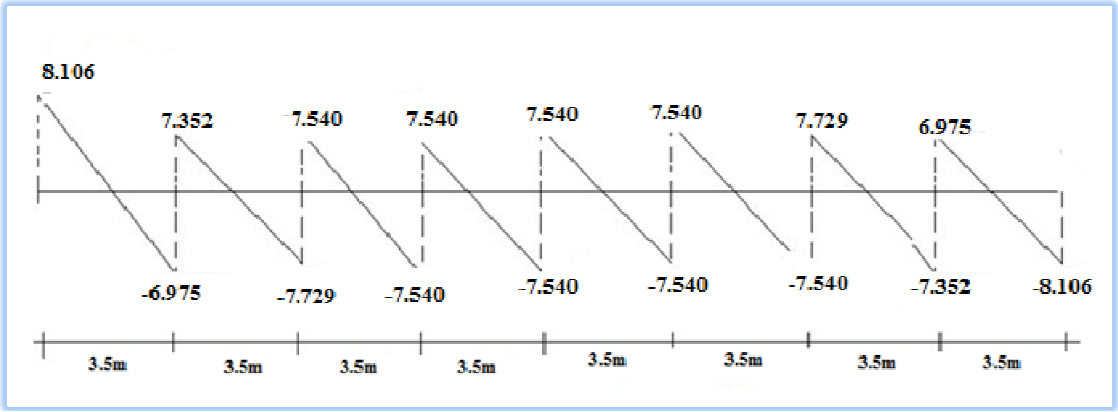


Figure.III.12: Diagrammes des efforts tranchants à l'E.L.S

➢ **Récapitulations**

D'après ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appuis sont :

Tableau III.13: Les moments et les efforts tranchants max des poutrelles à L' ELU et à L'ELS.

	E.L.U			E.L.S	
	Ma_{ult} (KN.m)	Mt_{ult} (KN.m)	T (KN)	Ma_{ser} (KN.m)	Mt_{ser} (KN.m)
Sollicitation	4.565	6.553	11.217	3.299	4.735
Référence	Poutrelle huit travée	Poutrelle huit travée	Poutrelle huit travée	Poutrelle huit travée	Poutrelle huit travée

III.3.2.5.Ferraillage des poutrelles

✓ ***Armatures longitudinales***

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

$M_0 > Mt$ Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.

$M0 < Mt$ Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :

b =65 cm ; h0=4 cm ; σ_{bc}=14.2 MPa ; d=18cm ; σ_s=348 MPa ; FeE400 MPa;

b_0 =12 cm. h= 20 cm

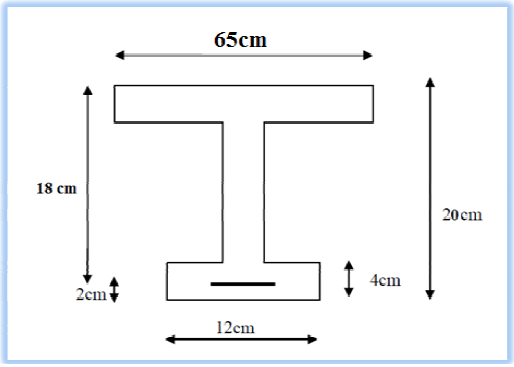


Tableau.III.14 : Calcul et vérification des armatures.

		En travée	Aux appuis
E.L.U	Mt ult (KN.m)	6.553	4.565
	M_0	M0= b*h0*σ_{bc}*(d-$\frac{h0}{2}$) = 65*4*14.2*(20-2) M0= 66.45 KN/m	
		Mu < M0 ⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b×h)= (65×20) ⇒ calcul en flexion simple	Mu < M0 ⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b×h)= (12×20) ⇒ calcul en flexion simple
	M	0.022	0.015
	μ 1	0.392	
	μ < μ 1	oui	oui
	B	0.989	0.992
	A'(cm^2)	0	0
	A(cm^2)	1.05	0.73
	A(cm^2)	B/1000= 1.3	0.24
	Le choix	3HA10= 2.36	2HA10=1.57

$A = Max\ (Amin, Achoi)$

Aux appuis: $A = 2HA14 = 1.57\ cm^2$

En travée: $A = 3HA10 = 2.36cm^2$

✓ ***<u>Calcul des armatures transversales et de l'espacement</u>***

Selon le $BAEL91$: le Diamètre Φt des armatures transversale d'âme d'une poutre est donnée par l'inégalité suivante

$$\emptyset t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi 1\right)$$

$\Phi 1$: Diamètre minimum des armatures longitudinales

$\emptyset t = min\ 0.63, 1.2, 1$

On adopte $\emptyset t = 0.6cm = 6mm$

On choisit : $A\ t = 2\Phi 6 = 0.57cm^2$ (At : section d'un seul cours transversal).

✓ ***Vérification Selon les règlements***

Selon le BAEL91

- $\frac{At}{b.St} \geq \frac{\gamma(\tau u - 0.3\, ftj.K)}{0.9\, fe(cos\alpha + sin\alpha)}$ $K = 1\ cas\ de\ reprise\ de\ betonnage, \alpha = 90°$
- St≤ min (0.9d ; 40cm)
- $\frac{At\ fe}{b.St} \geq 0.4$ MPa

Selon le RPA 99

- $\frac{At}{St} \geq 0.003$ b
- St≤ min ($\frac{h}{4}$, 12φ) zone nodale
- St= $\frac{h}{2}$ zone courante

✓ ***Valeurs de St selon le BAEL91 et le RPA99/VER 2003***

Selon BAEL91

- $St1 \leq 22.26cm$
- $St2 \leq 16.2cm$
- $St3 \leq 41cm$

Selon RPA99/ver2003

- $St \geq 15.83\ cm$
- $St \leq 5cm$ (zone nodale).
- $St \leq 10cm$ (zone courante).

On choisit St= 15cm

✓ ***Vérification de contrainte de cisaillement***

La fissuration est peu nuisible

$\tau\,\overline{u} = min\,[\frac{0.2fc28}{\gamma b}\ ; 5Mpa]= 3.33MPa$

Tableau III.15 : Vérification de contrainte de cisaillement

Position	Vu max(KN)	$\tau u = \frac{Vu\ max}{b0.d}$ (MPa)	$\tau\,\overline{u}$ (MPa)	observation
Appuis	11.217	$\frac{11.217.10^3}{120*180} = 0.519$	3.33	c.v.

III.3.2.6 .Vérifications nécessaires

Section d'armatures transversales ($FeE400$).

$\frac{At\ fe}{b0.St} \geq 0.4$ MPa $\rightarrow$ 1.26 MPa $\geq$ 0.4 MPa…… (c.v)

a) Vérification au voisinage de l'appui

Appui de rive: Mu = 4.565 KN.m > 0,9.Vu.d= 1.817 KN.m

Aucun prolongement à faire

b) Vérification de la compression dans la bielle de béton

$\sigma_b = \frac{2\ Vu}{b0.a} \leq \overline{\sigma b} = (\frac{0.8\ fc28}{\gamma b}) \rightarrow$ a= min [0.9 d ; (b-c-2)]= 16.2 cm

$Vu \leq b0*a*0.4*\frac{fc28}{\gamma b} = 129.6kN$

T= 11.217 KN < 129.6kN

Donc, la contrainte dans la bielle vérifiée.

Donc, la contrainte dans la bielle vérifiée.

III.3.2.7. Vérification à l'ELS

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

✓ ***Vérification des contraintes du béton*** **[1]**

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, L'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment Mser, la contrainte à une distance « y » de l'axe Neutre :

$$\sigma_{bc}= \frac{Mser}{I} y$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}= 0.6_{fc28}= 15 \text{ MPa}\ldots \ldots [2] \text{ (Art .A.4.5.2)}$$

- ***Détermination de l'axe neutre :***

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

$$\frac{b}{2} y^2 + \eta \text{ As'}(y-c') - \eta \text{ As } (d-y)=0$$

Avec : $\eta= \frac{Es}{Eb} = 15$, b=65cm (travée) ; b0=12cm (appuis) ; c=c'=2cm, d= 18cm.

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

❖ $by^2 + 30 (As + A') y - 30(d A + c' As') = 0$

❖ $I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d-y)^2 + 15 A'(y-c')^2$

Donc: $by^2 + 30 Ay - 30(d A + c' As') = 0$

- **<u>En travée</u>** : A= 2.36

$65y^2 + 30 *2.36*y – 30 *18*2.36= 0$

$65y^2 + 70.8\ y –1274.4 = 0$

Δ= 336356.64

Alors y = 3.91 cm

$I = \frac{b}{3} y^3 + 15\ A\ (d-y)^2 + 15\ A'(y-c')^2$

- ***<u>Application numérique</u>***

I= 8323.042 cm^4

- **<u>Aux appuis</u> :** A= 1.57

$65y^2 + 30 *1.57*y – 30 *18*1.57= 0$

$65y^2 + 70.8\ y –847.8 = 0$

Δ= 222646.41

Alors y = 3.26 cm

$I = \frac{b}{3} y^3 + 15\ A\ (d-y)^2 + 15\ A'(y-c')^2$

- ***<u>Application numérique</u>***

I= 5790.548 cm^4

D'âpres cette résultat on à y < h0

Donc l'hypothèse est vérifiée

$$\sigma_{bc} = \frac{Mser}{I} y$$

En travée :

$$Mser = 4.735KN/m^2 \rightarrow \sigma bc = \frac{4.735.10^3}{8323.042} * 3.91 = 2.23 \text{ MPa}$$

Aux appuis :

$$Mser = 3.299 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \sigma bc = \frac{3.29910^3}{5790.540} * 3.26 = 1.857 \text{ MPa}$$

Tableau.III.16 : Vérification à L'ELS

		En travée	Aux appuis
Vérification a L'E.L.S	M (KN.m)	4.735	3.299
	σ_{adm} (MPa)	15	
	Y (cm)	3.91	3.26
	I_G (cm^4)	8323.042	5790.540
	σ_b (MPA)	2.23	1.857
	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	c.v.	c.v
	Section d'armatures	3HA10	2HA14

Conclusion

Les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

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

III.3.2.8. Vérification de la flèche

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

1- $\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{15M0} \rightarrow \frac{20}{350} = 0.057 \geq \frac{6.553}{15*9.13} = 0.047$ …… (cv)

2- $\frac{At}{b0.d} \leq \frac{3.6}{fe} \rightarrow \frac{0.57}{216} = 0.0026 \leq \frac{3.6}{fe} = 0.009$ ….. (cv)

3- $\frac{h}{L} = 0.057 \geq \frac{1}{22.5} = 0.04$ ….. (cv)

Donc : les conditions sont vérifier ; n'est pas nécessaire de calculer la flèche

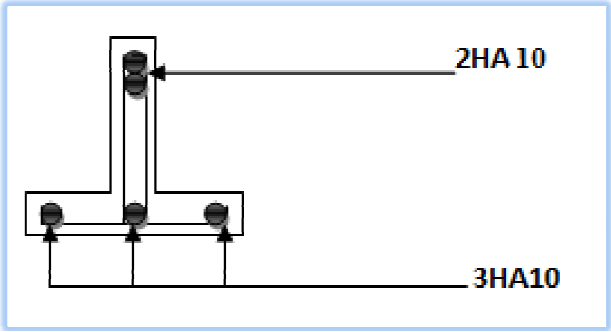


Figure III.13 : ferraillage des poutrelles d'appui, et en travée.

2- Plancher commerce (RDC)

➢ E.L.U

Après les calcules des moments en travées et aux appuis, a gauche et a droite de l'appui les résultats sont résumé dans le tableau ci-dessous

Tableau III.17 : moments en travées et aux appuis de plancher RDC a L'E.L.U

	M_0 (KN.m)	Mw(KN.m)	Me(KN.m)	Mt(KN.m)
AB	12.86	2.572	6.43	10.048
BC	12.86	6.43	5.144	8.762
CD	12.86	5.144	5.144	9.405
DE	12.86	5.144	5.144	9.405
EF	12.86	5.144	5.144	9.405
FG	12.86	5.144	5.144	9.405
GH	12.86	5.144	6.43	8.762
HI	12.86	6.43	2.572	10.048

✓ **Calcul des efforts tranchant**

AB:

$$Tw = \frac{Pu\ L}{2} + \frac{Me - Mw}{L}$$

$$Tw = \frac{8.40 * 3.5}{2} + \frac{6.43 - 2.572}{3.5}$$

$$Tw = 15.802\ kN$$

$$Te = -\frac{Pu\ L}{2} + \frac{Me - Mw}{L}$$

$$Te = -\frac{8.40 * 3.5}{2} + \frac{6.43 - 2.572}{3.5}$$

$$Te = -13.597 kN$$

BC

$$Tw = \frac{Pu\ L}{2} + \frac{Me - Mw}{L}$$

$$Tw = 14.332\ kN$$

$$Te = -\frac{Pu\ L}{2} + \frac{Me - Mw}{L}$$

$$Te = -15.067\ kN$$

CD

$$Tw = \frac{Pu\ L}{2} + \frac{Me - Mw}{L}$$

$$Tw = 14.70 kN$$

$$Te = -\frac{Pu\ L}{2} + \frac{Me - Mw}{L}$$

$$Te = -14.70\ kN$$

DE

$$Tw = \frac{Pu\ L}{2} + \frac{Me - Mw}{L}$$

$$Tw = 14.70 kN$$

$$Te = -\frac{Pu\ L}{2} + \frac{Me - Mw}{L}$$

Te= - 14.70 kN

EF

$$Tw = \frac{Pu\ L}{2} + \frac{Me-Mw}{L}$$

Tw = 14.70kN

$$Te = -\ \frac{Pu\ L}{2} + \frac{Me-Mw}{L}$$

Te= - 14.70 kN

FG

$$Tw = \frac{Pu\ L}{2} + \frac{Me-Mw}{L}$$

Tw = 14.70kN

$$Te = -\ \frac{Pu\ L}{2} + \frac{Me-Mw}{L}$$

Te= - 14.70 kN

GH

$$Tw = \frac{Pu\ L}{2} + \frac{Me-Mw}{L}$$

Tw = 15.067kN

$$Te = -\ \frac{Pu\ L}{2} + \frac{Me-Mw}{L}$$

Te= -14.332 kN

HI

$$Tw = \frac{Pu\ L}{2} + \frac{Me-Mw}{L}$$

Tw = 13.597kN

$$Te = -\ \frac{Pu\ L}{2} + \frac{Me-Mw}{L}$$

Te= -15.802kN

Tableau III.18: poutrelle a huit travées (moments et efforts tranchant à E.L.U)

	M_0 (KN.m)	Mw(KN.m)	Me(KN.m)	Mt(KN.m)	Tw KN	Te KN
AB	12.86	2.572	4.565	10.048	15.802	-13.597
BC	12.86	6.43	3.652	8.762	14.332	-15.067
CD	12.86	3.652	5.144	9.405	14.70	-14.70
DE	12.86	3.652	5.144	9.405	14.70	-14.70
EF	12.86	3.652	5.144	9.405	14.70	-14.70
FG	12.86	3.652	5.144	9.405	14.70	-14.70
GH	12.86	3.652	6.43	8.762	15.067	-14.332
HI	12.86	4.565	2.572	10.048	13.597	-15.802

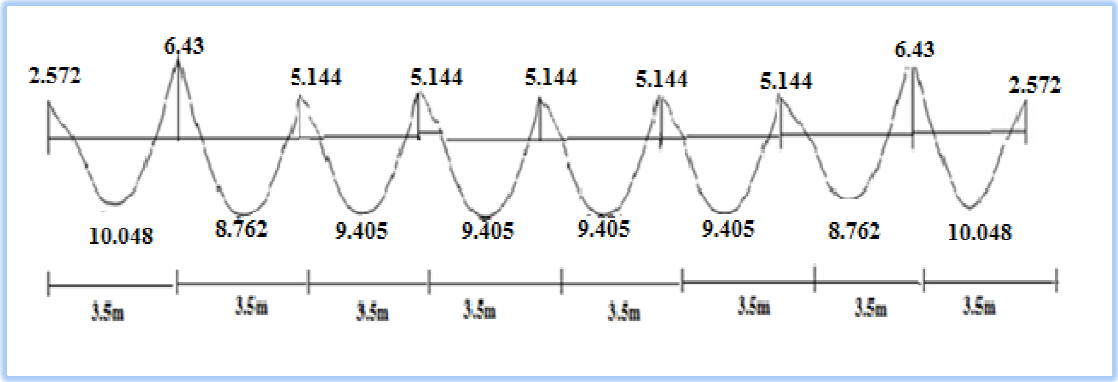


Figure III.14 : diagramme des moments a L'E.L.U

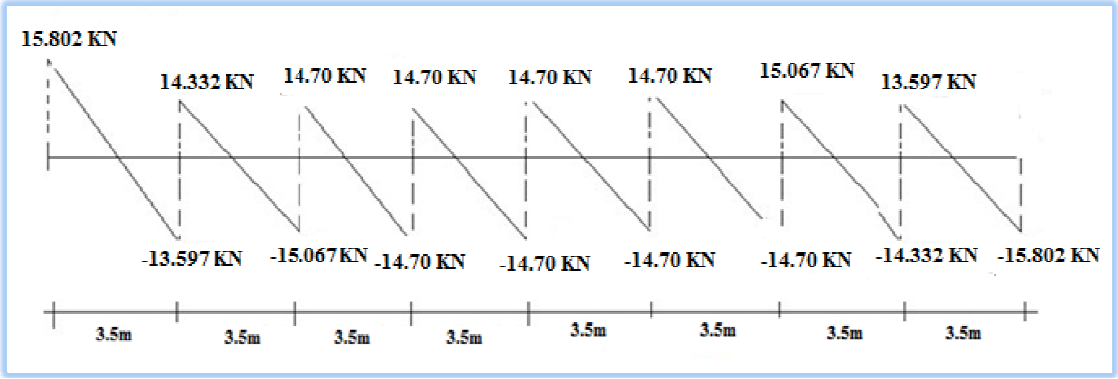


Figure III.15: diagramme des efforts tranchant à L'E.L.U

➢ **E.L.S**

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant

Tableau III.19: poutrelle a huit travées (moments et efforts tranchant à E.L.S)

	M_0 (KN.m)	Mw(KN.m)	Me(KN.m)	Mt(KN.m)	Tw KN	Te KN
AB	9.086	1.817	4.543	7.09	11.162	-9.605
BC	9.086	4.543	3.634	6.181	10.124	-10.643
CD	9.086	3.634	3.634	6.636	10.384	-10.384
DE	9.086	3.634	3.634	6.636	10.384	-10.384
EF	9.086	3.634	3.634	6.636	10.384	-10.384
FG	9.086	3.634	3.634	6.636	10.384	-10.384
GH	9.086	3.634	4.543	6.181	10.643	-10.124
HI	9.086	4.543	1.817	7.09	9.605	-11.162

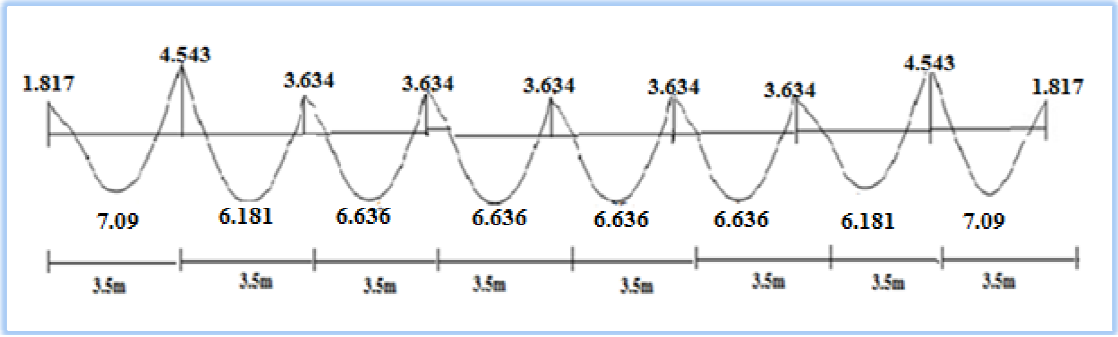


Figure.III.16 : Diagrammes des moments à l'E.L.S

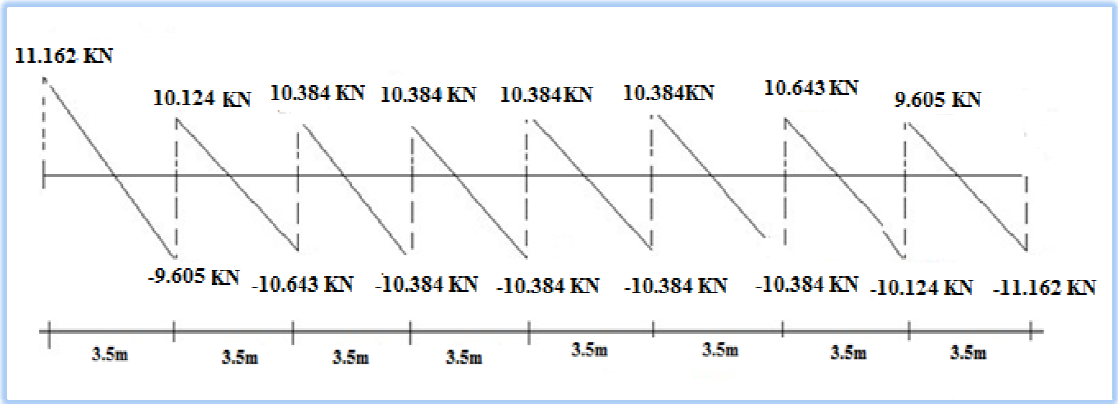


Figure.III.17: Diagrammes des efforts tranchants à l'E.L.S

➢ **Récapitulations**

D'après ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appuis sont

Tableau III.20: Les moments et les efforts tranchants max des poutrelles à L' ELU et à L'ELS.

	E.L.U			***E.L.S***	
	Ma_{ult} (KN.m)	Mt_{ult} (KN.m)	T (KN)	Ma_{ser} (KN.m)	Mt_{ser} (KN.m)
Sollicitation	6.43	10.048	15.802	4.543	7.09
Référence	Poutrelle huit travée	Poutrelle huit travée	Poutrelle huit travée	Poutrelle huit travée	Poutrelle huit travée

III.3.2.9.Ferraillage des poutrelles : (plancher commerce)

✓ ***Armatures longitudinales:***

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

M0 > Mt Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.

M_0 < Mt Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :

b =65 cm ; h_0=4 cm ; σbc=14.2 MPa ; d=18cm ; σs=348 MPa ; FeE400 MPa;

b_0 =12 cm. h= 20 cm

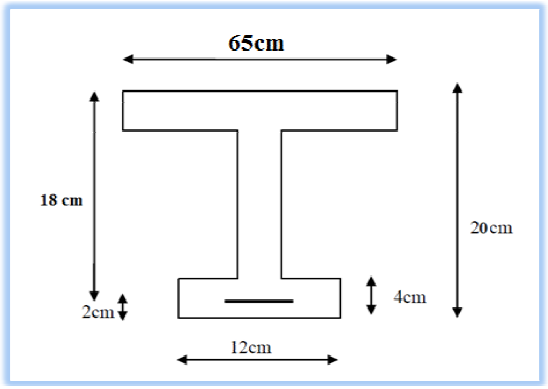


Tableau.III.21: Calcul et vérification des armatures.

		En travée	Aux appuis
E.L.U	**Mt ult (KN.m)**	10.048	6.43
	M_0	M0= b*h0*σbc*(d-$\frac{h0}{2}$) →M0= 66.45 KN/m	
		Mu < M0 ⇒l'axe neutre appartient à la table ⇒étude d'une section rectangulaire (b×h)= (65×20) ⇒calcul en flexion simple	Mu < M0 ⇒l'axe neutre appartient à la table ⇒étude d'une section rectangulaire (b×h)= (12×20) ⇒calcul en flexion simple
	M	0.0339	0.0215
	μ 1	0.392	
	μ < μ 1	oui	oui
	B	0.983	0.989
	A'(cm^2)	0	0
	A(cm^2)	1.63	1.073
	A(cm^2)	B/1000= 1.3	0.24
	Le choix	3HA10= 2.36	2HA10=1.57

$A = Max\ (Amin, Achoi)$

Aux appuis: $A = 2HA14 = 1.57\ cm^2$

En travée: $A = 3HA10 = 2.36cm^2$

✓ ***Calcul des armatures transversales et de l'espacement***

Selon le $BAEL91$: le Diamètre Φt des armatures transversale d'âme d'une poutre est donnée par l'inégalité suivante

$$\emptyset t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10}; \Phi 1\right)$$

$\Phi 1$: Diamètre minimum des armatures longitudinales

$\emptyset t = min$ 0.63, 1.2, 1

On adopte $\emptyset t = 0.63cm = 6.3mm$

On choisit : $A\ t = 2\Phi 6 = 0.57cm^2$ (At : section d'un seul cours transversal).

✓ ***Vérification Selon les règlements***

Selon le BAEL91

- $\frac{At}{b.St} \geq \frac{\gamma(\tau u - 0.3\ ftj.K)}{0.9\ fe(cos\alpha + sin\alpha)}$ $K = 1\ cas\ de\ reprise\ de\ betonnage, \alpha = 90°$
- St≤ min (0.9d ; 40cm)
- $\frac{At\ fe}{b.St} \geq$0.4 MPa

Selon le RPA 99

- $\frac{At}{St} \geq$ 0.003 b
- St≤ min ($\frac{h}{4}$, 12φ) zone nodale
- St= $\frac{h}{2}$ zone courante

✓ ***Valeurs de St selon le BAEL91 et le RPA99/VER 2003***

Selon BAEL91

- $St1 \leq 35.62cm$
- $St2 \leq 16.2cm$
- $St3 \leq 41.60cm$

Selon RPA99/ver2003

- $St \geq 15.83\ cm$
- $St \leq 5cm$ (zone nodale).
- $St \leq 10cm$ (zone courante).

On choisit St= 15cm

✓ ***Vérification de contrainte de cisaillement***

La fissuration est peu nuisible

$\tau_{\overline{u}} = min\ [\frac{0.2fc28}{\gamma b}\ ; 5Mpa] = 3.33MPa$

Tableau III.22: Vérification de contrainte de cisaillement

Position	Vu max(KN)	$\tau u = \frac{Vu\ max}{b0.d}$ (MPa)	$\tau\ \overline{u}$ (MPa)	observation
Appuis	15.802	0.73	3.33	c.v.

III.3.2.10. Vérifications nécessaires

Section d'armatures transversales ($FeE400$).

$\frac{At\ fe}{b0.St} \geq 0.4$ MPa $\rightarrow$ 1.26 MPa $\geq$ 0.4 MPa…… (c.v.)

a) Vérification au voisinage de l'appui

Appui de rive: Mu = 6.43 KN.m > 0,9.Vu.d= 2.55 KN.m

Aucun prolongement à faire

b) Vérification de la compression dans la bielle de béton

$\sigma_b = \frac{2\ Vu}{b0.a} \leq \overline{\sigma_b} = (\frac{0.8\ fc28}{\gamma b}) \rightarrow$ a= min [0.9 d ; (b-c-2)]= 16.2 cm

$Vu \leq b_0 * a * 0.4 * \frac{fc28}{\gamma b} = 129.6$ kN

T= 15.802 KN < 129.6 KN

Donc, la contrainte dans la bielle vérifiée.

III.3.2.11. Vérification à l'ELS

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

✓ ***Vérification des contraintes du béton [1]***

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, L'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment Mser, la contrainte à une distance « y » de l'axe Neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{Mser}{I} y$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6\, f_{c28} = 15 \text{ MPa} \ldots \ldots \text{[2] (Art .A.4.5.2)}$$

- ***Détermination de l'axe neutre***

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

$$\frac{b}{2} y^2 + \eta\, As'(y-c') - \eta\, As\,(d-y) = 0$$

Avec : $\eta = \frac{Es}{Eb} = 15$, b=65cm (travée) ; b0=12cm (appuis) ; c=c'=2cm, d= 18cm.

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

- $by^2 + 30\,(As + A')\,y - 30(d\,A + c'\,As') = 0$
- $I = \frac{b}{3} y^3 + 15\,A\,(d-y)^2 + 15\,A'(y-c')^2$

Donc: $by^2 + 30\,Ay - 30(d\,A + c'\,As') = 0$

En travée : A= 2.36

$65y^2 + 30 * 2.36 * y - 30 * 18 * 2.36 = 0$

$65y^2 + 70.8\,y - 1274.4 = 0$

$\Delta = 336356.64$

Alors y = 3.91 cm

$I = \frac{b}{3} y^3 + 15\,A\,(d-y)^2 + 15\,A'(y-c')^2$

Application numérique

$I = 8323.042\ cm^4$

Aux appuis : A= 1.57

$65y^2 + 30 * 1.57 * y - 30 * 18 * 1.57 = 0$

$65y^2 + 70.8\,y - 847.8 = 0$

$\Delta = 222646.41$

Alors y = 3.26 cm

$I = \frac{b}{3} y^3 + 15\ A\ (d-y)^2 + 15\ A'(y-c')^2$

Application numérique

$I = 5790.548\ cm^4$

D'âpres cette résultat on à $y < h0$

Donc l'hypothèse est vérifiée

$$\sigma_{bc} = \frac{Mser}{I}\ y$$

En travée

$Mser = 7.09 KN/m^2 \rightarrow \sigma bc = \frac{7.09 .10^3}{8323.042} * 3.91 = 3.33\ MPa$

Aux appuis

$M_{ser} = 4.543\ KN/m^2 \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{4.543\ 10^3}{5790.548} * 3.26 = 2.55\ MPa$

Tableau.III.23 : Vérification à L'ELS

		En travée	Aux appuis
Vérification a L'E.L.S	**M (KN.m)**	7.09	4.543
	σ_{adm} (MPa)	15	
	Y (cm)	3.91	3.26
	I_G (cm4)	8323.042	5790.540
	σ b (MPA)	3.33	2.55
	$\sigma b \leq \overline{\sigma b}$	c.v.	c.v.

Conclusion

Les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

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

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	3HA10	2HA10

III.3.2.12 Vérification de la flèche :

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

4- $\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{15M0} \rightarrow \frac{20}{350} = 0.057 \geq \frac{10.048}{15*12.86} = 0.052$ …… (cv)

5- $\frac{At}{b0.d} \leq \frac{3.6}{fe} \rightarrow \frac{0.57}{216} = 0.0026 \leq \frac{3.6}{fe} = 0.009$ ….. (cv)

6- $\frac{h}{L} = 0.057 \geq \frac{1}{22.5} = 0.04$ ….. (cv)

Donc : les conditions sont vérifier ; n'est pas nécessaire de calculer la flèche

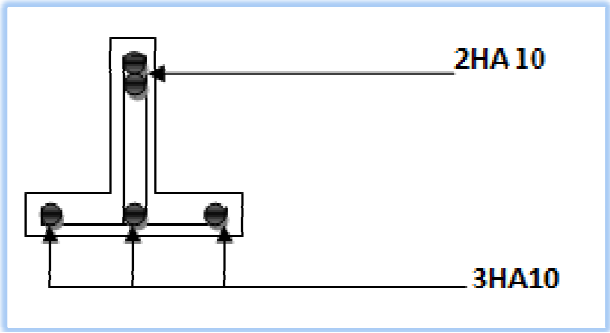


Figure III.18: ferraillage des poutrelles d'appui, et en travée.

III.3.3 LA TABLE DE COMPRESSION

La dalle de compression est armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser:

- 20cm [5 p.m (barres par mètre)] pour les armatures perpendiculaires aux nervures (poutrelles).
- 33cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux nervures.

$$50\,cm < L = 65\,cm < 80\,cm$$

$A_{\perp}$: armatures ($\perp$) aux poutrelles.

$A_{//}$: armatures (//) aux poutrelles.

Généralement les tables de compression sont ferraillées en treillis soudées soit le TLE 500 ou TLE 520, dans notre cas on considère le TLE 520.

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

On choisira: $A_{\perp} = 5\varphi 5$

esp = 20cm.

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

On choisira: $A_{//} = 4\varphi 5$

esp = 25cm.

$$A_{\perp} \geq 0.02.L.\frac{200}{f_e} = \frac{4.L}{f_e} \; ; \; A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

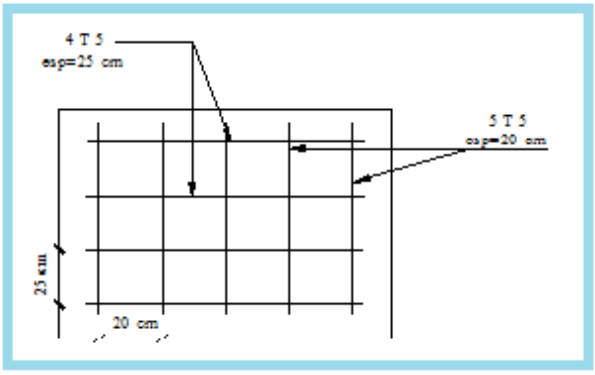


Figure III.19: Ferraillage de la table de compression

III.4. ESCALIER

III.4.1. Introduction

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur, l'escalier se compose de volées, comportant des marches, des paliers de départ, des paliers d'arrivée, et des paliers intermédiaires.

III.4.2. Définition des éléments d'un escalier

- ✓ **La montée** : est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- ✓ **La marche** : est le plan horizontal sur lequel se pose le pied
- ✓ **La hauteur de marche** : est la différence du niveau entre deux marches Successives.
- ✓ **La contremarche** : est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- ✓ **Le nez de marche :** est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- ✓ **Le giron :** est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 Contremarches successives (g).
- ✓ **Une volée :** est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers Successifs.
- ✓ **Un palier :** est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées
- ✓ **L'emmarchement :** est la longueur d'une marche.
- ✓ **La ligne de jour :** est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.
- ✓ **La ligne de foulée :** est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.
- ✓ **L'échappée :** est la distance verticale entre les nez de marches.
- ✓ **La paillasse :** est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un Escalier.

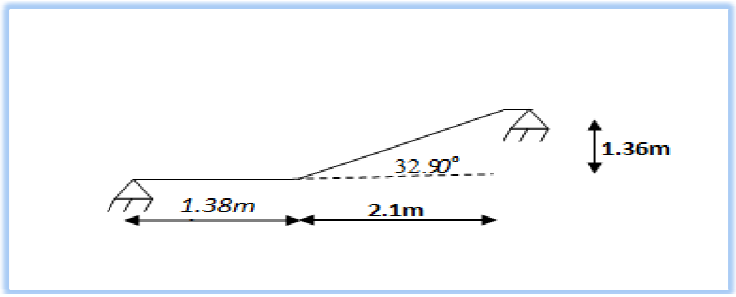


Figure III.20: schéma statique d'escalier

III.4.2.1. Pré dimensionnement

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Nombre de contre marche : 4.08/0.17=24 →24/3 = *8*
- Largeur de la marche : g = 30cm
- Hauteur de la contre marche : h = 17cm
- Hauteur du palier intermédiaire : H= 0.17*8=1.36m → H = 1,36m

Vérification de la formule de BLONDEL

60 cm ≤ g+ 2h = 64 cm ≤ 64 cm (c.v.)

Détermination de l'épaisseur de l'escalier

Tg α = H / L = 1.36 / 2, 10 = 0.647 ⟹ α =32.90°

L_{total}= 2.10+ 1.38 = 3.48m

L_{total} /35≤ e_p ≤ L_{total} /30 ⟹ 9.942 ≤ e_p ≤11.60cm

On adoptera: $ep = 15\ cm$

III.4.2.2. Charges permanentes et surcharges d'exploitation

Charges permanentes $G_{volée} = 8.751$ KN/m^2

$G_{palier} = 5.24$ KN/m^2

Surcharge d'exploitation $Q = 2.5$ KN/m^2

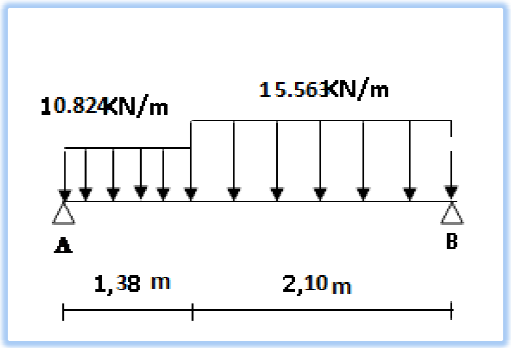
III.4.3.Détermination des efforts

- L'E.L.U: $P_u = 1.35\,G + 1.5\,Q$
- L'E.L.S: $P_{ser} = G + Q$

Tableau III.24: Combinaison des charges de l'escalier

	G (KN/m)	Q (KN/m)	P_u (KN/m)	P_{ser} (KN/m)
Palier	5.24	2.5	10.824	7.74
Paillasse	8.751	2,5	15.563	11.251

L'E.L.U :



$\sum f=0$

$R_A + R_B - (10.824\times1.38) - (15.563\times2.10)=0$

$\sum M/_B=0 \Longrightarrow R_A = \dfrac{[1.38\left(\frac{1.38}{2}\right)\times 10.824 + 2.10\left(\frac{2.10}{2}+1.38\right)\times15.563]}{3.48}$

$R_A = 25.782$ KN

$R_B = 47.619 - 25.782 = 21.837$

$R_B = 21.837$ KN

❖ **Effort tranchant et moment fléchissant**

0 ≤x ≤ 1.38m

T(x)= RA-10.824 x

M(x)= RA x – 10.824 $\frac{x^2}{2}$

$Tronçon$ 0 ≤ x ≤ 1.38m

	0 ≤ x ≤ 1.38	**x=0**	**x=1.38**
T(x) (KN)	RA-10.824 x	25.782	10.845
M(x) (KN.m)	RA x – 10.824 $\frac{x^2}{2}$	0	25.2725

1.38≤x ≤ 3.48

T(x)= RA-(10.824*1.38)-15.563(x -1.38)

M(x)= RA x – (10.824*1.38) (x - $\frac{1.38}{2}$) – 15.563($\frac{x-1.38}{2}$) ²

$Tronçon$ 1.38 ≤x ≤ 3.48m

	1.38 ≤ x ≤ 3.48	**x=1.38**	**x=3.48**
T(x) (KN)	T(x)= R_A-(10.824*1.38) - 15.563(x -1.38)	10.845	-21.837
M(x) (kN.m)	M(x)= R_A x – (10.824*1.38) (x - $\frac{1.38}{2}$) – 15.563($\frac{x-1.38}{2}$) ²	25.2725	30.889

Donc

❖ ***Détermination de M max***

M max ⇒$\frac{dM(x)}{dx}$=0 ⇒ T(x)= R_A-(10.824*1.38) - 15.563(x -1.38)=0 ⇒ x= 2.076

$Mt = 0.85 \times M\ max$, $Ma = 0.50 \times M\ max$, $T = 25.782KN$.

$M(2.077) = 30.936\ KN.m$

Donc : Mt= 0.85*M0 ⇒ Mt= 26.295 kN.m

Ma= 0.5*M0 ⇒ Ma= 15.468 kN.m

T_{max}= 25.782 KN

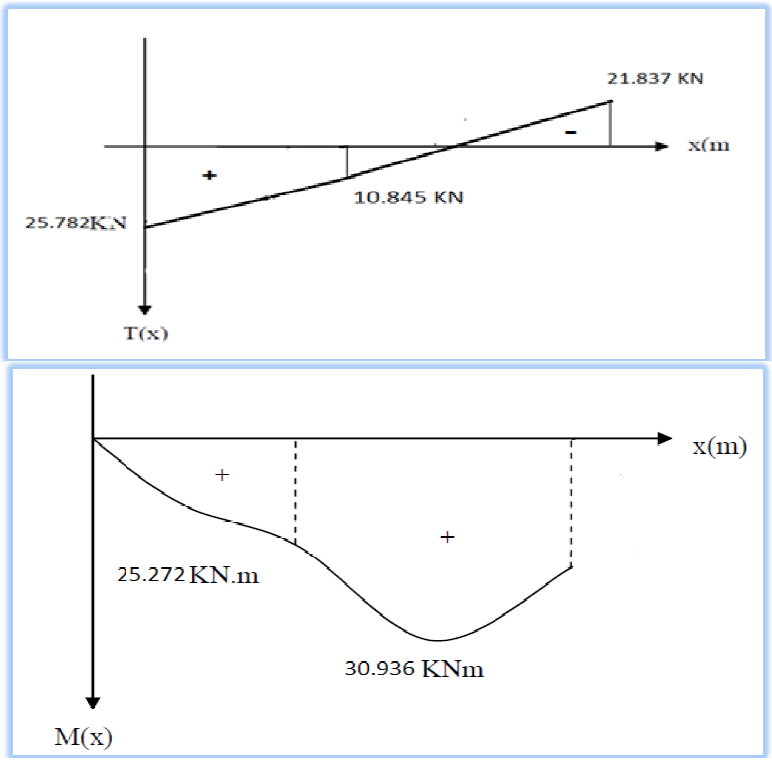
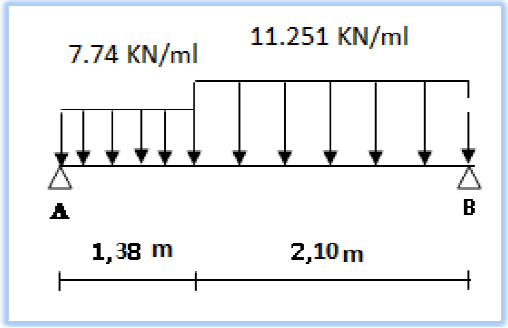


***Figure III.21*: Diagramme des sollicitations de l'escalier à l'E.L.U**

- L'E.L.S



$\sum f=0$

$R_A + R_B - (7.74\times1.38) - (11.251\times2.10)=0$

$R_A + R_B = 34.308$

$\sum M/_B=0 \quad \Longrightarrow \quad R_A=\frac{[1.38\left(\frac{1.38}{2}\right)\times 7.74+ 2.10\left(\frac{2.10}{2}+1.38\right)\times 11.251]}{3.48}$

$R_A= 18.616kN$

$R_B= 34.308 – 18.616= 21.837$

$R_B=15.692kN$

❖ ***Effort tranchant et moment fléchissant***

0 ≤x ≤ 1.38m

T(x)= RA-7.74 x

$M(x)= RA\ x – 7.74\ \frac{x^2}{2}$

$Tronçon \quad 0 \leq x \leq 1.38m$

	0 ≤ x ≤ 1.38	**x=0**	**x=1.38**
T(x) (KN)	R_A-7.74 x	18.616	7.935
M(x) (KN.m)	$R_A\ x – 7.74\frac{x^2}{2}$	0	18.320

1.38≤x ≤ 3.48

T(x)= RA-(7.74*1.38)-11.251(x -1.38)

$M(x)= RA\ x – (7.74*1.38)\ (x - \frac{1.38}{2}) – 11.251(\frac{x-1.38}{2})^2$

$Tronçon \quad 1.38 \leq x \leq 3.48m$

	1.38 ≤ x ≤ 3.48	x=1.38	x=3.48
T(x) (KN)	T(x)= RA-(7.74*1.38) - 11.251(x -1.38)	7.935	-15.692
M(x) (kN.m)	$M(x)= RA\ x – (7.74*1.38)\ (x - \frac{1.38}{2}) – 11.251(\frac{x-1.38}{2})^2$	18.320	22.580

Donc

❖ ***Détermination de M max***

M max $\Rightarrow \frac{dM(x)}{dx}=0$ $\Rightarrow$ T(x)= RA-(7.74*1.38) – 11.251(x -1.38)=0 $\Rightarrow$ x= 2.085m

$Mt = 0.85 \times M\ max$, $Ma = 0.50 \times M\ max$, $T = 18.616\ KN$.

$M(2.085) = 22.517\ KN.m$

Donc : M_t= 0.85*M0 $\Rightarrow$ M_t= 19.139KN.m

M_a= 0.5*M0 $\Rightarrow$ M_a= 11.258 KN.m

T_{max}=18.616 KN

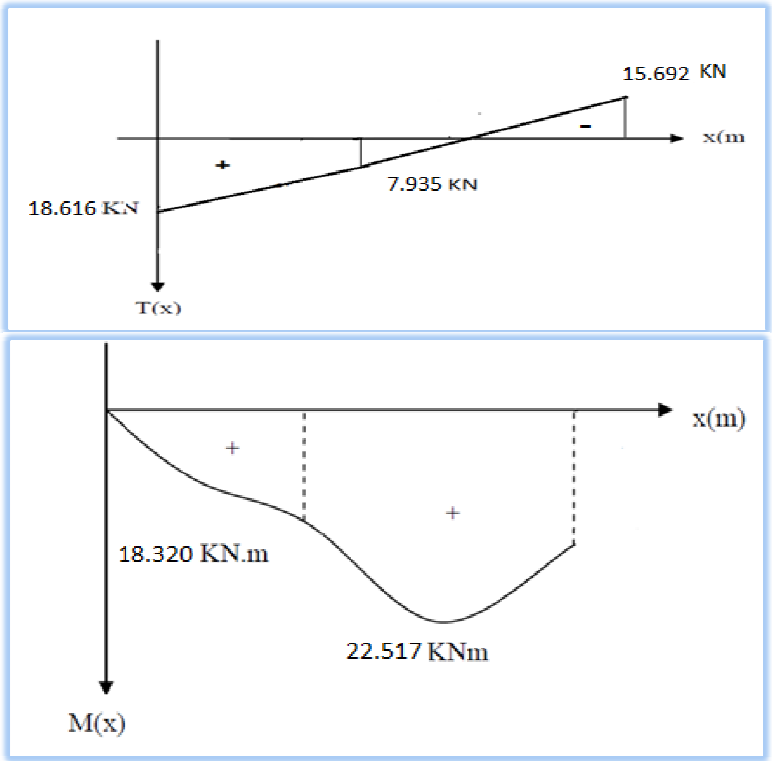


Figure III.22: Diagramme des sollicitations de l'escalier à l'E.L.S

➢ **Récapitulation**

M_t= 0,85 M_{max} M_a =0,5 M_{max}

Tableau III.25: Récapitulation des résultats

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	T (KN)
E.L.U	26.295	15.468	25.782
E.L.S	19.139	11.258	18.616

III.4.4. Calcul du ferraillage

Acier : $Fe = 400MPa$, $\gamma s = 1.15$, $\sigma s = 348MPa$

Béton: $Fc28 = 25MPa$, $ft28 = 2.1MPa$, $\gamma b = 1.5$

$\sigma\bar{b}c = 14.2MPa$, b= 100cm, h=15 cm, d= 16cm, c=2cm

Le moment en travée : $Mt\ max$ =26.295 $KN.m$

Le moment max aux appuis : $Ma\ max$ =15.468 $KN.m$

On a

$$\mu = \frac{Mu}{d^2 * b * \sigma\bar{b}c} \quad , \quad A = \frac{Mu}{\beta * d * \sigma s}$$

Tableau III.26 : les résultats de la flexion simple.

	Mu (kN.m)	d (cm)	μ	ß	A cal	Amin	A choisit	Ar=A/4	Ar choisit
En travée	26.295	16	0.072	0.963	4.903	1.5	5HA12 =5.65	1.412	4HA8 =2.01
Aux appuis	15.468	16	0.042	0.979	2.837	1.5	5HA10 =3.93	0.707	3HA8 =1.51

Le calcul du ferraillage s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Le résultat obtenu est:

M_{tu} = 26.295 KN.m; A = 4.903cm^2 → on adopte: A = 5HA12

M_{au} = 15.468 KN.m; A = 2.837cm^2 → on adopte: A = 5HA10

✓ ***Condition de non fragilité***

$A \geq Amin = \frac{B}{1000} = 1.5\ cm^2$

$A = MAX\ [A\ chois, Amin]$

Le choix :

En travée : $A = 5HA12 = 5.65\ cm^2$

En appuis : $A = 5HA10 = 3.93\ cm^2$

a. Armature de répartition

$A_r = A/4$

En travée on adopte : A = 4T8 /ml

Aux appuis on adopte : A = 3T8/ml

b. Condition d'espacement

Pour les armatures longitudinales

$S_t \leq \overline{S_t} = Min\ [3h;33] = 33\ cm$ S_t = 20cm < 33cm …… (c.v.)

Pour les armatures transversales

$S_t \leq \overline{S_t} = Min[4h;45] = 45cm$ S_t = 20cm < 45cm …… (c.v.)

III.4.5 .Vérification de l'effort tranchant

On vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \overline{\tau}_u = 0.07\frac{F_{c28}}{1.5} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16\ MPa$$

$\tau_u = \frac{25{,}782\ 10^3}{1000*160} = 0.161$ MPa

τ_u=0.161 MPa ≤ $\overline{\tau u}$= 1.16 MPa …… (c.v)

III.4.6 Vérification à l'Etat Limite de Service:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition: $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\overline{\sigma_b}$ **= 15** MPa

En travées

A = 5.65 cm², Mser = 19.139KN.m

$\sigma b = \frac{Mser}{I} y$

Cherchons la position de l'axe neutre " y "

$by^2 + 30\,(A + A')\,y - 30(A'C' + Ad) = 0$

$100y^2 + 169.5y - 2712 = 0 \Rightarrow y = 4.42cm$

$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A'(y - C')^2 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow 14243.03cm^4$

$K = \frac{Mser}{I} = 0.151\ N/mm^3$

D' où :

$\sigma_b = 5.939$ MPa

$\sigma_b = 5.939MPa \leq \overline{\sigma b} = 15MPa$..... (c.v)

En appuis

A = 3.93cm², Mser = 11.258 KN.m

$\sigma_b = \frac{Mser}{I} y$

$by^2 + 30\,(A + A')\,y - 30(A'C' + Ad) = 0$

$100y^2 + 117.9y - 1886.4 = 0 \Rightarrow y = 3.79cm$

$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A'(y - C')^2 + 15A(d - y)^2 \quad \Rightarrow 10603.17cm^4$

D' où :

$\sigma_b = 4.024\ MPa$

$\sigma_b = 4.024MPa \leq \overline{\sigma b} = 15MPa$ ..... (c.v)

Tableau III.27 vérification a L'E.L.S

	M_{ser}	A	y	I	σb	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$
En travée	19.139	5.65	4.42	14243.03	5.939	**CV**
Aux appuis	11.258	3.93	3.79	10603.17	4.024	**CV**

III.4.7. Vérification de la flèche

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions ci-après sont vérifiées:

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \frac{Mt}{M0} \Rightarrow \frac{15}{348} = 0.0431 \geq \frac{0.85}{20} = 0.0425$..... (c.v)
2. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0431 \geq 0.0625$ ..... (c.n.v)
3. $\frac{A}{b*d} \leq \frac{2}{fe} \Rightarrow \frac{5.65}{16*100} = 0.0035$..... (c.v)

Donc la vérification de la flèche est ***nécessaire***

✓ ***Calcul de la flèche***

Le calcul de la flèche se fait à l'aide des formules indiquées par le règlement CBA93, la flèche On doit vérifie cette égalité : $\Delta f = fv - fi < \overline{f}$

$$\overline{f} = \begin{cases} 0.5 + \frac{L}{1000} & \text{Si } L \geq 5m \\ \frac{L}{500} & \text{Si } L \leq 5m \end{cases}$$

Calcul du moment d'inertie I_0

Donnée : h = 18, d=16 cm, c=2 cm, L=3.48m

$y = \frac{\frac{bh^2}{2}+15Ad}{bh+15A}$ ⇒y= 7.954 cm

$I0 = \frac{b}{3}[y^3+(h-y)^3]+15A(y-d)^2$ ⇒ I0 = 33920.726 cm^4

$\sigma s = \frac{Mser}{ß*d*A} = \frac{19.139.10^3}{0.905*16*5.65}$ =233.938 MPa

$\rho = \frac{A}{b*d} = 0.0035$ ⇒ ß=0.905

$\mu = MAX\ (1 - \frac{1.75\ ft28}{4\rho.\sigma s+ft28}, 0) = 0.316$

Maximale sous charges instantanées

$fi = \frac{Mser\ L^2}{10.Ifi.Ei}$; $\lambda i = \frac{0.05ft28}{\rho(2+3\frac{b0}{b})} = 4.35$ MPa , $Ifi = \frac{1.1\ I0}{1+\mu\lambda i} = 2.84\ 10^4\ cm^4$

Ei= 11000√fc28 = 32164.19 MPa , fi= 10.642 mm

La valeur de la flèche maximale sous les charges à langue durée d'application:

$fv = \frac{Mser\ L^2}{10.Ifv.Ev}$; $\lambda v = \frac{2}{5}\lambda i$ = 1.74 MPa

$Ev = \frac{1}{3}Ei$ ⇒ Ev= 10721.39 MPa

$Ifv = \frac{1.1\ I0}{1+\mu\lambda v} = 2.18\ 10^4\ cm^4$, fv= 15.93 mm

$\Delta f = fv - fi$= 5.288

$\bar{f} = \frac{3510}{500} = 7.02$

$\bar{f} > \Delta f$ …….. (c.v)

Conclusion : donc la condition de la flèche est vérifie.

III.4.8. calcul de la poutre brisé

La poutre brisé a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculer en flexion simple. La longueur de la poutre: L = 3.5 m

III.4.8.1. Pré dimensionnement [2]

La longueur de la poutre: L =3.5 m

$L/15 \leq h \leq L/10$; $0,6h \leq b \leq h$

$L = 3.5$ m => $23.33 \leq h \leq 35$ => h = 35 cm

$21 \leq b \leq 35$ => b= 30cm

Soit: (b x h) = (30 x 35) cm^2

❖ ***Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003***

- b = 30 cm ≥ 20 cm. (c.v)
- h = 35cm ≥ 30cm (c.v)
- $\frac{h}{b} = 1.167 < 4$ (c.v)

III.4.8.2. Charges revenants à la poutre

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

$R_{ult} = 25.782 + 21.837 = 47.619$ KN ; $R_{ser} = 18.616 + 15.692 = 34.308$KN

Poids propre de la poutre: 0,30 x 0,35 x 25 = 2.625 KN/ml.

Donc: Pu = 1,35x 2.625 + 47.619= 51.162 KN

Pser = 2.62 + 34.308= 31.39 KN/ml.

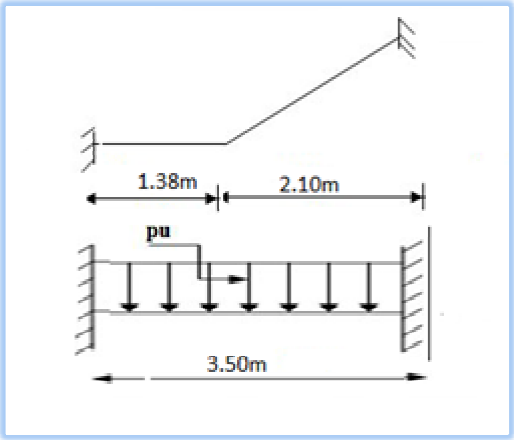


Figure III.23 : schéma statique de la poutre brisée

❖ ***Calcul des efforts***

E.L.U

$R_A = R_B = \frac{Pu\ L}{2} = \frac{51.162*3.5}{2} = 89.533$ KN

Donc : Tmax= 89.533 KN

M_{max} appuis= Ma=Mb= $\frac{Pu\ L^2}{12} = \frac{51.162*(3.5)^2}{12} = 52.227$ KN.m

M_{max} travée= $\frac{Pu\ L^2}{24} = 26.114$ KN.m

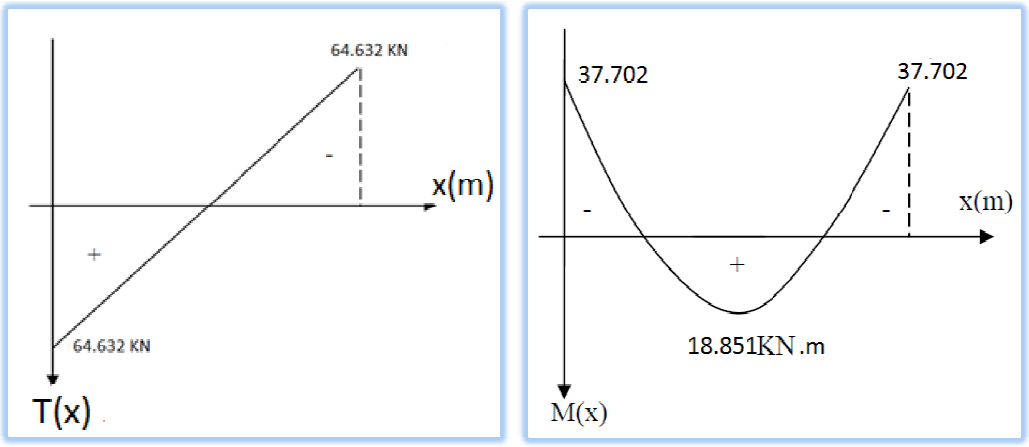


Figure III.24 : Diagramme des sollicitations de poutre brisée à l'E.L.U

E.L.S

$R_A = R_B = \frac{Pser\ L}{2} = \frac{36.933*3.5}{2} = 64.632$kN

Donc : Tmax= 64.632 KN

Mmax appuis= Ma=Mb= $\frac{Pser\ L^2}{12} = \frac{36.933*(3.5)^2}{12} = 37.702$ KN.m

Mmax travée= $\frac{Pser\ L^2}{24} = 18.851$ KN.m

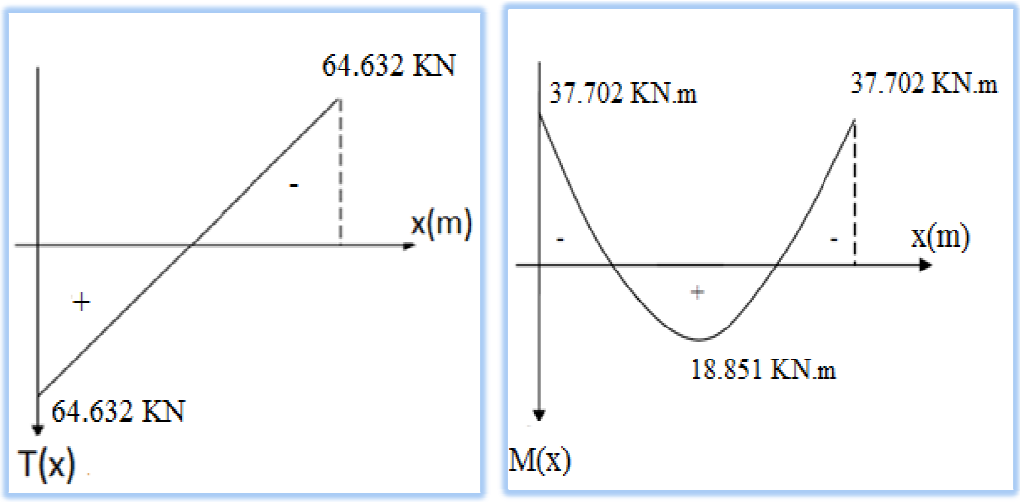


Figure III.25 : Diagramme des sollicitations de poutre brisée à l'E.L.S

III.4.8.3 Calcul du ferraillage

a) *Armatures longitudinales*

b = 25 cm; h = 30 cm; d = 25, 4 cm; c =4, 6 cm. (fissuration préjudiciable).

Tableau III.28 : ferraillage (armatures longitudinales) de poutre brisée

	Mu(KN.m)	**μ**	**ß**	**A (cm^2)**	**A' (cm^2)**	**Amin (cm^2)**	**Achoisit**
En travée	18.851	0.082	0.957	2.22	0	0.75	4HA10=3.14
Aux appuis	37.702	0.16	0.912	4.676	0	0.75	5HA12=5.65

✓ ***Condition de non fragilité***

$A \geq Amin = \frac{B}{1000} = 0.75 cm^2$

$A = MAX\ [A\ chois, Amin]$

En travée : $A = 2.22\ cm^2 \geq 0.75\ cm^2$ …… (c.v)

En appuis : $A = 4.67 cm^2 \geq 0.75\ cm^2$ …… (c.v)

Donc on adopte :

En travée : A =4HA10 =3.14 cm^2

En appuis : A = 5HA12=5.65cm^2

✓ ***Vérification de l'effort tranchant***

On vérifier que :

$$\tau u = \frac{Vu}{b0 .d} = \frac{89.533\ 10^3}{300*250} = 1.193\ MPa$$

$$\overline{\tau u} = \min [0.15 \frac{fc28}{\gamma b} = 2.5 ; 4\ MPa] = 2.50\ MPa$$

τu=1.193MPa ≤ $\overline{\tau u}$ = 2.50 MPa …… (c.v)

✓ ***Vérification de compression dans la bielle de béton***

Vu ≤0.4 ($\frac{fc28}{1.5}$) b0.a …….. [2]

A= Min [b-e -2; 0.9d] = Min [25 cm ; 29.7 cm]=25 cm

Vu= 89.533 KN≤ 0.4 ($\frac{25*1000}{1.5}$) 0.3*0.25=625 KN……. (c.v)

✓ ***Vérification au voisinage de l'appui***

$\frac{2\ Vu}{b0 .a} < 0.8\ \frac{fc28}{\gamma s}$……. [2]

$\frac{2*89.533\ 10^3}{300*250} = 2.387 < 0.8\frac{25}{1.15} = 17.391$….. (c.v)

A= 3.14 ≥ $\frac{\gamma s\ Vu}{fe} = \frac{1.15*89.533*10}{400} = 2.57\ cm^2$..... (c.v.)

b) armatures transversales

φ_t= Min [$\frac{h}{35}$ = 1cm ; φ1= 10mm ; $\frac{b}{10}$ = 3cm]

On choisit:

$a_t = \frac{\pi \varphi t^2}{4} = 0.5\ cm^2$

Donc on adoptera: At = nt.at =2 T 8 = 1.01cm².

✓ ***Vérification du R.P.A 99 V 2003***

At min= 0.003.St .b …….. **[1]** (Art 7.5.2.2)

Zone nodale :

$$St \leq \overline{St} = Min\left[\frac{h}{4} = \frac{35}{4} = 8.75 \text{ cm}, 12\ \varphi t = 9.6 \text{ cm}\right]$$

Zone courant:

$$St \leq \overline{St} = \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

$\overline{St}$ = 8.75 cm (Zone nodale)

$\overline{St}$ = 17.5 cm (Zone courant)

On adoptera les valeurs suivantes:

$$\begin{cases} S_t = 8 \text{ cm} & \text{zone nodale} \\ S_t = 17 \text{ cm} & \text{zone courant} \end{cases}$$

On a At = 1 cm².

St =8 cm → At =1cm² > At min =0.003.b.St = 0.003× (30) × (8) =0,72cm²

St =17 cm → At =1cm² > At min =0.003.b.St = 0.003× (30) × (17) =1.53cm²

St ≤ $\overline{St}$ Pour les deux zones

Pour la zone **courante** min A < Amin, donc on retiendra : **At = 3 T 8 = 1.51 cm².**

Et on procédera à la vérification des paramètres suivants:

1. $\frac{At}{b0 .St} \geq \frac{\gamma s(\tau u - 0.3\ ft28\ K)}{0.9\ fe(\cos\alpha + \sin\alpha)}$ ……**[2]** (**Art 5.1.2.3)**

Avec k = 1 (flexion simple) et : α = 90°

Zone nodale: $\frac{1.51\times10^2}{300\times80} = 0.0062 \geq \frac{1.15(0.904 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400(0+1)} = 0.00087$

Zone courant : $\frac{1.51\times10^2}{300\times170} = 0.0029 \geq \frac{1.15(0.904 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400(0+1)} = 0.00087$

2. $At > Amin = \frac{0.4\ b0\ St}{fe}$ …… **[2] (Art 5.1.2.2)**

Zone nodale: At=1.51 $cm^2 \geq$ Amin = $\frac{0.4\times300\times80}{400*100}$ = 0.24 cm^2

Zone courante: At=1.51 $cm^2 \geq$ Amin = $\frac{0.4 \times 300 \times 170}{400*100}$ = 0.51cm^2

III.4.8.4 Vérification à l'E.L.S

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc il faut vérifier que:

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$$

Avec: $\sigma_b = \frac{Mser}{I} y$; $\overline{\sigma_b}$ = 0.6 fc28= 0.6*25=15 MPa

***Tableau III.29*:Vérification à l'E.L.S de la poutre brisée**

	A (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	Mser (KN.m)	σb	$\overline{\sigma b}$	σb ≤ $\overline{\sigma b}$
En travée	3.14	5.039	38501.708	18.851	2.467	15	cv
Aux appuis	5.65	10.380	76893.790	37.702	5.089	15	cv

Donc on adoptera les sections calculées à l'E.L.U

- ✓ ***Vérification de la flèche***

On doit vérifier Les conditions suivantes:

1. $\frac{h}{L} = \frac{0.35}{3.5} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$…… (c.v)
2. $\frac{h}{L} = \frac{0.35}{3.5} = 0.1 \geq \frac{1}{10} \frac{Mt}{M0}$ =0.065 …. (c.v)
3. $\frac{A}{b0.d} = \frac{3.14}{30*32} = 0.0032 \leq \frac{2}{fe} = 0.005$…. (c.v)

Chapitre 4

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 :

- Rependre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces 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 (plancher, maçonnerie, escalier, voiles, poutres, poteaux). Le centre de masse est repéré dans un système d'axe choisi, il est défini par la formule suivante :

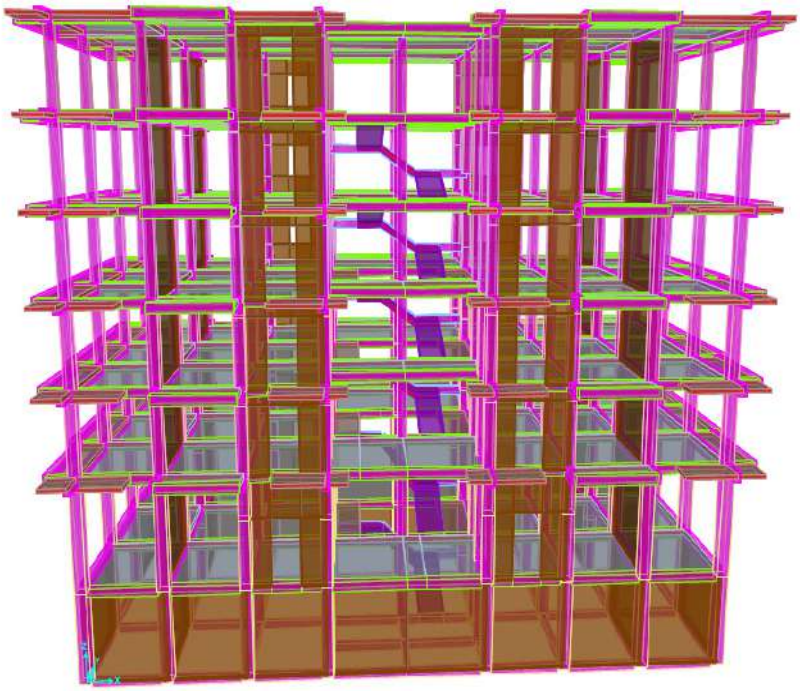
$$XG=\frac{\sum Xi\,Wi}{\sum Wi} \quad \text{et} \quad YG=\frac{\sum Yi\,Wi}{\sum Wi}$$

Avec :

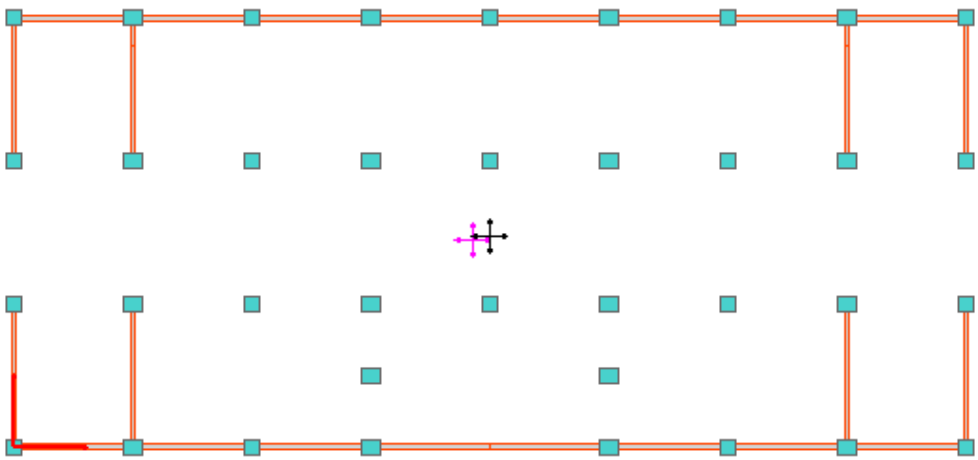
- Wi : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré

- Xi et Yi : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- XG et YG : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

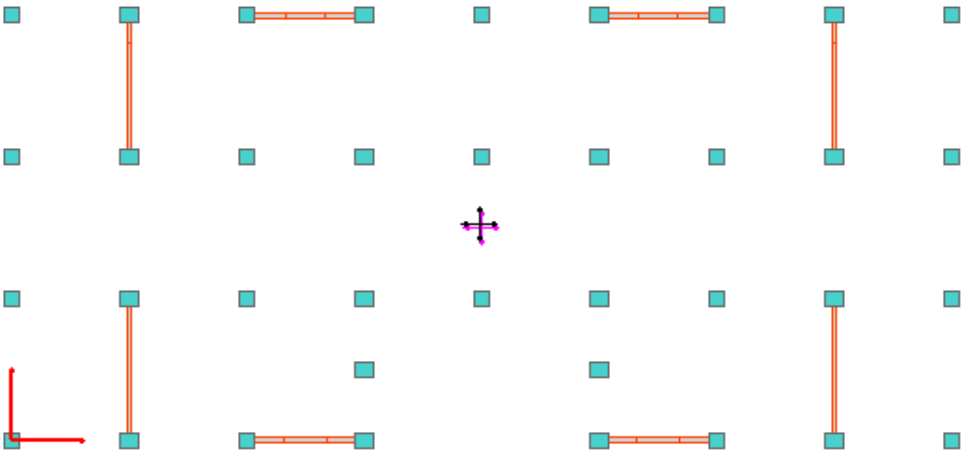
Vue de la Structure en 3D



Disposition des voiles bloc barre niveau 3.4 m



Disposition des voiles bloc barre niveau 22.78 m



IV.2.2. centre de torsion

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoquant 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 provoquant 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 :

$$XT = \frac{\sum Xi\ Iyi}{\sum I\ yi} \text{ et } YT = \frac{\sum Ixi\ Yi}{\sum Ixi}$$

Avec :

- Ix et I y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
- Xi, Yi : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- XT, YT : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

IV.2.3. calcul d'excentricité selon RPA version 2003 [art 3.5.1-a]

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

A) **Dimensions du bâtiment**

Longueur du bâtiment = 28.35 m

Largeur du bâtiment = 13.2m

B) **Excentricité admissible**

Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 4.25 m

Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 1.98 m

Tableau IV.1 : Calcule Centre de Rigidité & Centre de Masse

Niveau		**Inertie et centre d'inertie**				**Masse et centre de**		
Diaphragme N°	Niveau (m)	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	XR (m)	YR (m)	Masse g (KN)	XG (m)	YG (m)
DIAPH1_3.4	3.40	8.7772	6.7585	13.48	6.09	5058.63	14.00	6.18
DIAPH2_ 7.48	7.48	0.4382	3.0442	14.00	6.27	5058.46	13.95	6.45
DIAPH3_10.54	10.54	0.3719	2.9780	14.00	6.27	4799.42	14.00	6.55
DIAPH4_ 13.6	13.60	0.3719	2.9780	14.00	6.27	4749.59	14.00	6.56
DIAPH5_16.66	16.66	0.3244	2.9305	14.00	6.27	4708.25	14.00	6.57
DIAPH6_19.72	19.72	0.3244	2.9305	14.00	6.27	4654.18	14.00	6.59
DIAPH7_22.78	22.78	0.2917	2.8978	14.00	6.27	4302.23	14.00	6.60

Tableau IV.2 : Calcule d'excentricité

Diaphragme N°	Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
G_ DIAPH_ 3.4	3.40	0.52	0.09	Ok
F_ DIAPH_ 7.48	7.48	0.05	0.18	Ok
E_ DIAPH_ 10.54	10.54	0.00	0.28	Ok
D_ DIAPH_ 13.6	13.60	0.00	0.29	Ok
C_ DIAPH_ 16.66	16.66	0.00	0.30	Ok
B_ DIAPH_ 19.72	19.72	0.00	0.32	Ok
A_ DIAPH_ 22.78	22.78	0.00	0.33	Ok

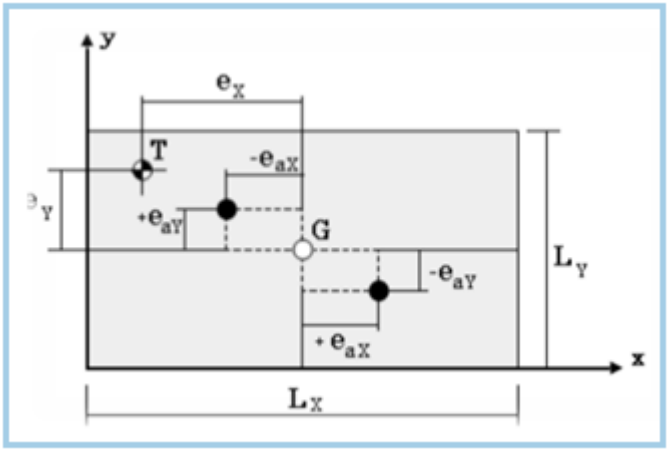


Figure IV.1 : position des centres de masse

IV. 3. CHOIX DE LA METHODE 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

Pour notre structure, la hauteur est 22.78 m ne dépassant pas les 30 m, donc selon le RPA Art 4.1.2, la Méthode statique équivalente est applicable, et en même temps pour simplifier les calculs, cette étude sera menée selon, la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse 'sap2000v17'

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.

- ***Caractéristique dynamique propre***

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir d'un système non amorti et forcé.

L'équation d'un tel système est donnée par :

$[M] \times \{\ddot{x}\} + \{K\} \times \{x\} = 0$ ……. (1)

Avec :

[M] : Matrice de masse

[K] : Matrice de rigidité

$\{\ddot{x}\}$: Vecteur des accélérations relatives

$\{x\}$: Vecteur des déplacements relatifs

Les valeurs $\{x\}$ et $\{\ddot{x}\}$ ont pour expression :

$\{x\} = \{A\} \sin(wt+\beta)$ …… (2)

$\{\ddot{x}\} = -w^2 \{A\}. \sin(wt+\beta)$

D'où l'équation (1) aura l'expression :

$[[K] - \omega^2 [M]] * \{A\} Sin(\omega t + \beta) = 0$ ……. (3)

Comme {A} n'est généralement pas nul, la solution de l'équation (3) est donnée par :

$[[K] - \omega^2 [M]] = 0$ ……. (4)

La solution de l'équation (4) nous permet d'obtenir les fréquences propres Wi :

L'équation (4) est appelée : équation caractéristique.

- ***Chois de la méthode dynamique d'analyse***

- Etude dynamique linéaire (deux dimension)
- Etude dynamique (trois dimension)

Vu la complexité géométrique de la structure et dans le but de simplifier les calculs, nous avons opté pour un calcul dynamique rapproché (spatial) en dimensions moyennant le logiciel SAP 2000 v17, qui est une version améliorée.

- ***Notion de nœud maitre***

Le nœud maitre coïncide avec le centre de masse du plancher. Le mouvement du plancher est donnée par le mouvement de nœud maitre l'ensemble des nœuds dit nœud esclaves ou nœud maitre par liaison rigides.

- ***Elément poutre***

Chaque poteau de la structure sera représenté par l'élément poutre .ce dernier est défié

par

Et possède six degrés de liberté par nœud.

- ***Etude sismique***

La réponse de la structure au séisme a été déterminée par le logiciel SAP 2000v12 au se base sur la méthode de superposition pour la résolution du mouvement de la structure nous développerons par conséquent cette méthode.

- ***Méthode de la superposions nodale :***

Développement de la méthode :

Cette méthode permet de transformer les équations des mouvements qui constituent de

≪ n ≫équation différentielles couplées en un système de

≪ n ≫équation indépendantes rapportées aux coordonnées principales.

Cette méthode est basée sur deux hypothèses :

- Le comportement de la structure est linéaire
- La réponse de la structure est une combinaison des réponses maximales, de chaque mode de vibration

➢ ***Equation de mouvement***

L'équation du mouvement d'un système forcée et définie par la relation :

$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = p(t)$ ……. (1)

[M] : Matrice des masses

[C] : Matrice d'amortissement

[K] : Matrice de rigidité

{p(t)} : vecteur des forces extérieures

{x} = [Φ] {Yi} avec :

{x} : vecteur des déplacements

{Y} : vecteur des déplacements généralises

[Φ] : matrice modale

L'équation (1) devra :

$[M][\Phi]\{y(\ddot{t})\} + [C][\Phi]\{\dot{y}\} + [K][\Phi]\{Y\} = \{p(t)\}$ . . . . . .(2)

On utilise le principe d'orthogonalité. L'équation (2) devient :

$[\bar{M}][\Phi]\{y(\ddot{t})\} + [\bar{C}]\{y(t)\} + [\bar{K}]\{y(t)\} = \{p(t)\}$ . . . . . .(3)

L'équation (3) représente une équation des couples d'un système à (n) degrés de liberté.

Pour le calcul des périodes et des pulsations propres. On utilise l'équation du mouvement d'un système libre non amorti :

$[M]\{\ddot{x}\} + [K]\{x\} = 0$ …….. (4)

Les vecteurs x et x……. (4)

Les vecteurs x et ẍ ont pour expression :

X= A sin (wt + β) ……. (5)

Ẍ= ω^2.A. sin (wt +β) ……. (6)

D'où l'équation (4) aura l'expression :

[K] – ω^2 [M]. {A}.A. sin (ωt +β) …… (7)

La résolution de l'équation (7) nous permet d'obtenir les fréquences propres wi.

[[K] – ω^2 [M] = 0 …… (8)

De cette équation on tire :

[Φ] : matrice modale

[W] : vecteur fréquence.

- ***Réponse modale***

L'expression générale de la réponse est donnée pour chaque mode par l'intégration DUHAMEL

$y_i(t) = \frac{1}{[Mi]Wpi} \int_0^t pi(t)\, e^{-ef} Wi(t-\tau)\, d\tau$

Avec Wi: W_{Di}+w $\sqrt{1-\xi^2 i}$

Le vecteur déplacement {x} est ensuit obtenue par la superposition de toutes les réponses modales : $\{x\} = \sum yi\,(t)\,\{\Phi\}$

Pour une excitation sismique :

{p(t)}=-[M]. {ẍg} l'intégrale devient alors :

$yi\,(t) = \frac{\{\emptyset\}\,[M]\,\{I\}}{\{\emptyset\}^t[M][\emptyset_i]WDi} \int_0^t \ddot{x}g(t)\, e^{-wi\,\varepsilon i(t-\tau)} \sin\,[w_{Di}(t-\tau)]\, d\tau$

Posons :

$Ti = \frac{\{\emptyset_i\}^t\,[M]\,\{I\}}{\{\emptyset_i\}^t[M][\emptyset_i]}$

$S_{Vi} = \int_0^t \ddot{x}g(t)\, e^{-wi\,\varepsilon i(t-\tau)} \sin\,[w_{Di}(t-\tau)]\, d\tau$

$\{x_t\} = \{Ti\}.s_{di}$

$\{\ddot{x}\} = \{Ti\}.s_{ai}$

Avec : s_{di}, sai et s_{vi} : sont les amplitudes maximales du déplacement et de l'accélération spectrale lue sur les spectres de réponse

- ***Introduction du spectre de réponse***

Pour se mettre la structure au séisme il suffit d'introduire le spectre de réponse qui se fait comme suit :

- Définir les directions d'injection du séisme (α) qui coïncide avec les axes principaux de la structure
- L'introduction des valeurs du coefficient d'amplification dynamique (D) en fonction de la période pour le type du sol donnée introduire la valeur

S = A.D.Q.W qui représente le facteur de réduction de la réponse sismique.

- introduire la valeur du coefficient d'amortissement(ξ)

- ***Détermination des axes principaux***

Le séisme est injecté suivent un angle :

$$tg2\alpha = \frac{-2I_{xy}}{I_{XG} - I_{YG}}$$

IV.3.2.2. modélisation

Le modèle choisi dans la modélisation sur le SAP2000v17 est le nœud maître, la théorie du plancher rigide est mise en évidence par l'intermédiaire du nœud maître, suite de la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left[1+\frac{T}{T_1}\left(1.25\eta.\frac{Q}{R}-1\right)\right] & 0 \le T \le T_1 \\ 1.25\eta(1.25A).\left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \le T \le T_2 \\ 1.25\eta(1.25A).\left(\frac{Q}{R}\right).\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3s \\ 1.25\eta.(1.25A).\left(\frac{Q}{R}\right).\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}.\left(\frac{3}{T_2}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3s \end{cases}$$

a. <u>Coefficient d'accélération A</u> : [RPA : Tab.4.1]

A = fct (zone III, groupe d'usage 2) = 0,25.

b. <u>facteur de correction d'amortissement η</u>

ξ = 7 % [RPA : Tab.4.2]. Avec remplissage dense → η = 0,882

c. <u>coefficient de comportement R</u> : [RPA : Tab.4.3]

Conformément à l'article 3.4.A.4.b du RPA 99v2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales,
- 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.

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

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

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Calcule facteur de qualité

		Suivant x		**Suivant y**	
	Critère	observé	valeur	observé	valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2	Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3	Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	non	0.05	non	0.05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	non	0.10	non	0.10

QX=1+0.15=1.15

QY=1+0.15=1.15

e. périodes caractéristiques : [RPA : Tab.4.7.]

$\boldsymbol{T1} = 0.15\ S$. $\boldsymbol{T2} = 0.5S$ = Site S_3

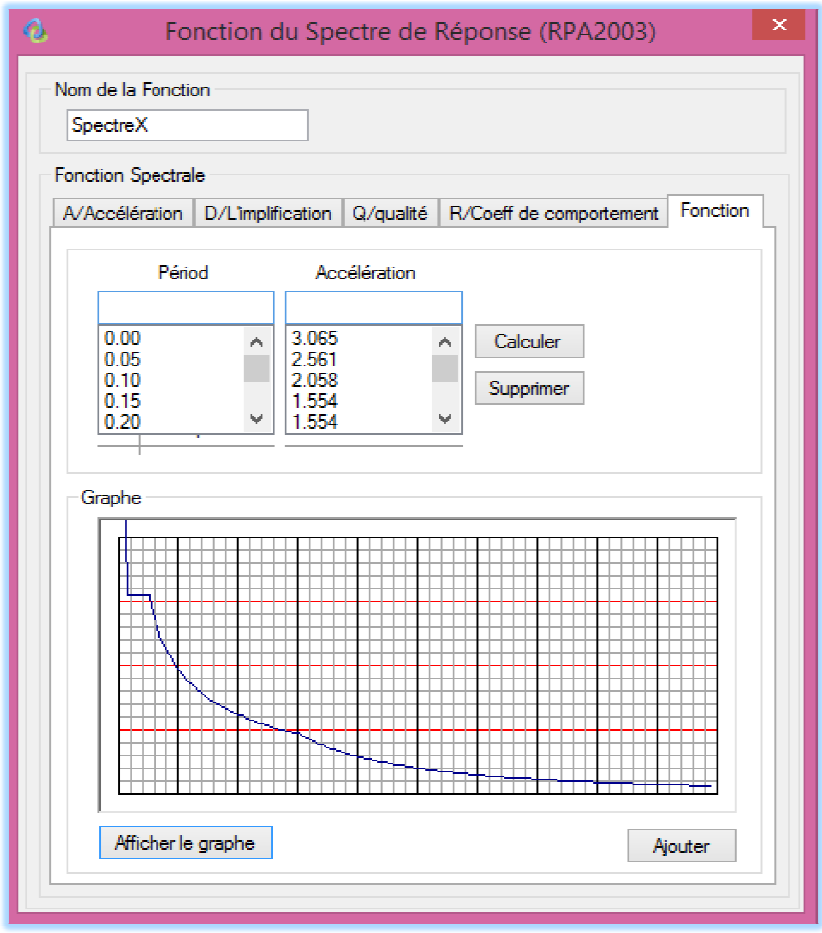


Figure IV.2 : Spectre de réponse

IV.4. Résultats de l'analyse dynamique

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA9les vérifications suivantes :

❖ ***Vérification de la structure***

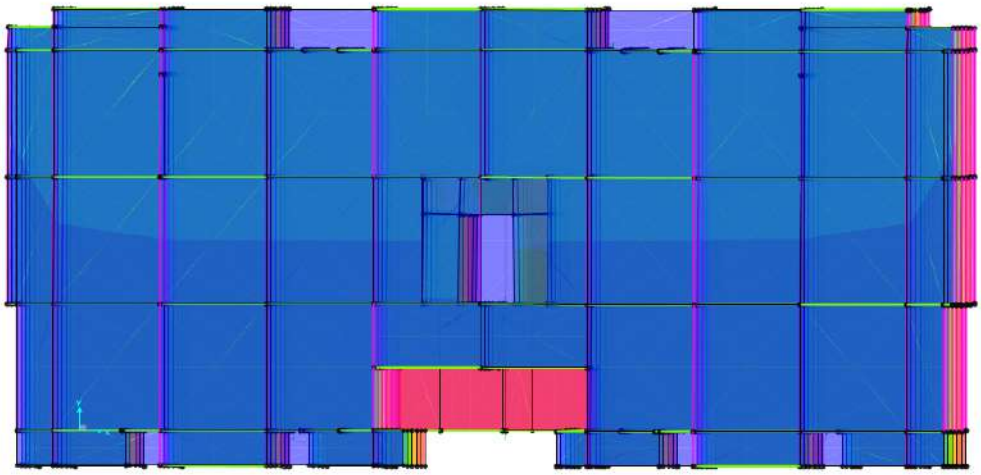
- ✓ Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- ✓ Vérification de participation massique
- ✓ Vérification de l'effort sismique a la base
- ✓ Vérification de la stabilité au renversement
- ✓ Vérification vis à vis de l'effet $P-\Delta$

❖ **Résistance (des éléments)**

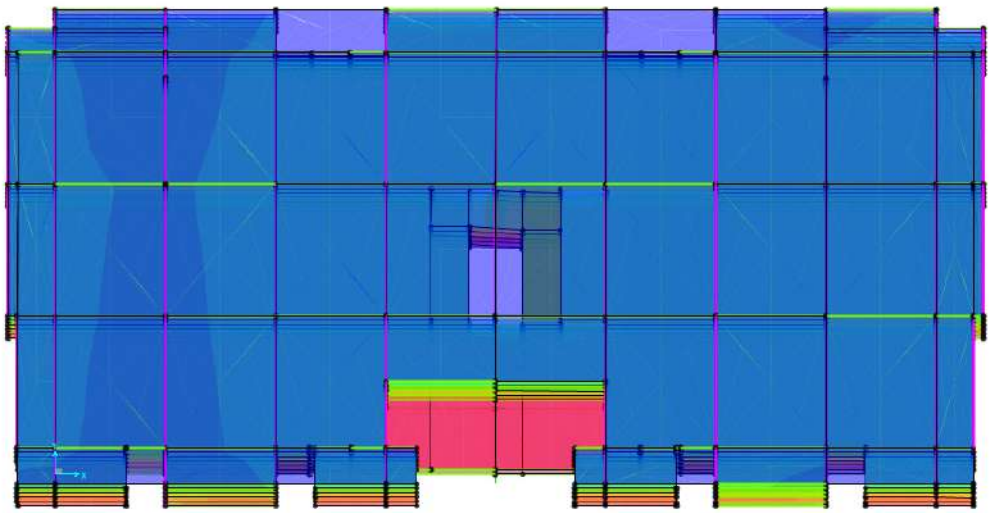
- ✓ Vérification du déplacement en tête du bâtiment
- ✓ Vérification du déplacement inter-étage
- ✓ Vérification du cisaillement des éléments
- ✓ Vérification d'effort normale réduit dans les poteaux

IV.4. 1. Vérification de comportement pour les trois premiers modes

Mode 1 translation X



Mode 2 translation Y



Mode 3 Rotation autour de l'axe Z

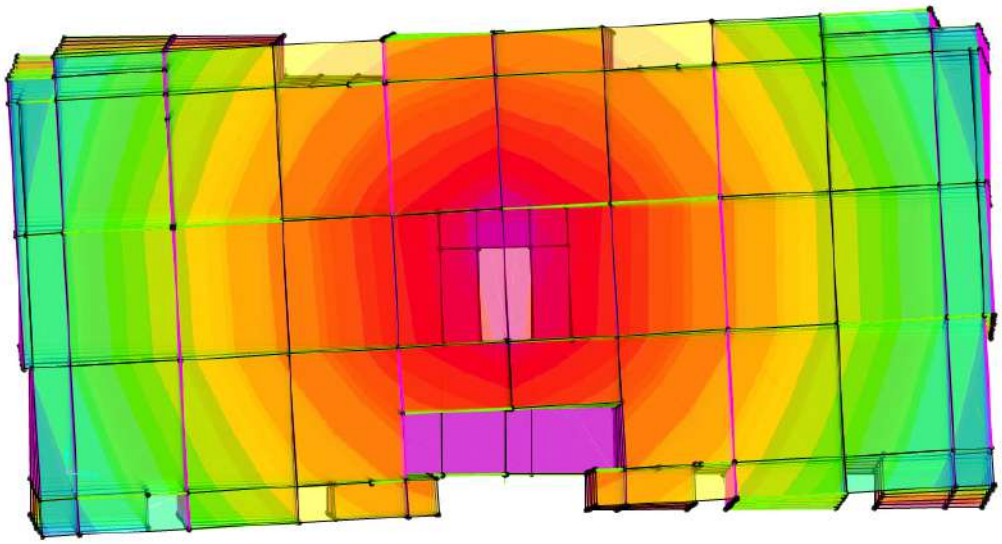


Figure IV.3 : Le comportement des trois premiers

Tableau IV.4 : Le comportement des trois premiers

	UX (%)	*UY (%)*	*RZ (%)*	
1er mode	67.06%	0.00%	0.00%	translation
2^{em} mode	0.00%	68.72%	0.00%	translation
3^{em} mode	0.01%	0.00%	67.86%	rotation

Modèle initial (Structure auto-stable)

IV.4. 2.Vérification de participation massique

a. Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Tableau IV.5 : Coefficient de participation massique

	Facteur de participation massique					
	N mode	***Période***	***UX***	***UY***	***Sum UX***	***Sum UY***
Mode	1	0.464404	67.06%	0.00%	67.06%	0.00%
Mode	2	0.426615	0.00%	68.72%	67.06%	68.72%
Mode	3	0.408697	0.01%	0.00%	67.07%	68.72%
Mode	4	0.133888	14.49%	0.00%	81.56%	68.72%
Mode	5	0.118184	0.00%	16.89%	81.56%	85.61%
Mode	6	0.107492	0.00%	0.00%	81.56%	85.61%
Mode	7	0.091223	0.00%	0.01%	81.56%	85.62%
Mode	8	0.090983	0.03%	0.00%	81.59%	85.62%

b. Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0,20 \sec$.

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

Donc :

$$Nm=3\sqrt{N} \rightarrow Nm=3\sqrt{6} = 8^{éme} \text{ mode}$$

IV.4. 3. Vérification de l'effort sismique a la base

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [RPA99 version 2003 Art 4.3.6] Donc il faut vérifier que : $Vt/V > 0,8$

✓ **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 :

$$V_x = \frac{A \times Dx \times Qx}{R} w$$

$$V_y = \frac{A \times Dy \times Qy}{R} w$$

Tel que :

A : coefficient d'accélération de zone III=0.25 (tableau 4.1)

D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$2{,}5\eta \quad 0 \le T \le T2$$

$$D = \begin{cases} D = 2{,}5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3{,}0s \end{cases}$$

$$2{,}5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \quad 3{,}0s \le T$$

T2 = 0,50 s, T1 = 0,15 s avec site (s3) d'après RPA tableau (4.7)

η : Facteur de correction d'amortissement :

ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0,882

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$T = 0.09\ h_N / \sqrt{L}$

D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcule considéré.

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

Tableau IV.6 : calcule de période (sap2000)

Sens	T empirique
x	0.368
y	0.521

$$2{,}5\eta \quad 0 \le T \le T2$$

$D_x = (2.5)\ (0.882)$ => **D_x = 2.205**

$$D = 2{,}5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \qquad T_2 \le T \le 3{,}0\,s$$

$D_y = (2.5)\ (0.882)\ (\frac{0.5}{0.521})^{2/3}$ => **D_x = 2.145**

R=5 : coefficient de comportement global de la structure

Q : Facteur de qualité :

Q_x = 1.15

Q_y = 1.15

Q - Facteur de qualité

	P_q	
Critère « q »	**Observé**	**N/observé**
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	☑ 0	☐ 0,05
2. Redondance en plan	☑ 0	☐ 0,05
3. Régularité en plan	☑ 0	☐ 0,05
4. Régularité en élévation	☑ 0	☐ 0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	☐ 0	☑ 0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	☐ 0	☑ 0,10

Q=1+ΣPq 1.15

W : poids total de la structure

$Wi = WG + \beta WQ$

β = 0.2 (tableau 4.5)

W= 35180.92 kN

Force sismique statique:

$$Vx = \frac{A \times Dx \times Qx}{R} w = \frac{0.25 \times 2.205 \times 1.15}{5} \times 35180.92 = 4460.5KN$$

$$Vy = \frac{A \times Dy \times Qy}{R} w = \frac{0.25 \times 2.145 \times 1.15}{5} \times 35180.92 = 4339.17\ KN$$

✓ **Force sismique dynamique**

$Vtx = 3557.37\ KN$

$Vty = 3699.09\ KN$

Tableau IV.7 : Vérification de l'effort sismique a la base

Sens	*Force dynamique*	*Force statique:*	*Vt/V> 0,8*	*vérification*
X	3557.37	4467.98	0.79	C NV
Y	3699.09	4327.26	0.85	C V

Dans ce cas il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces .déplacements. moments) dans le rapport r = 0.8V /Vt

$r_x = 1.01$

Tableau IV.8 : Vérification de l'effort sismique a la base

Sens	*Force dynamique*	*Force statique:*	*Vt/V> 0,8*	*vérification*
x	3592.95	4467.98	0.81	C V

IV.4. 4.Vérification de la stabilité au renversement

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

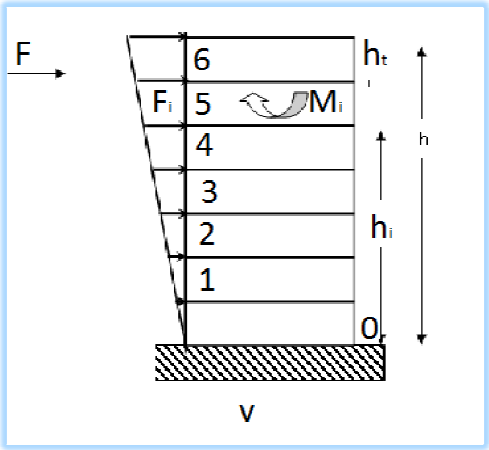


Figure IV.4: la distribution des forces sismique selon la hauteur

Le moment de renversement est égal à :

$$M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix}$$

$$M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$$

Avec :

- F_{ix}, F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- hi : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Tableau IV.9 : calcule les moments de renversement

Niveau		Masse et centre de Masse			force		M0X	M0Y
Niveau (m)	**Masse (kN)**	**M*h**	***Vtx* (*KN*)**	***Vty* (*KN*)**	**Fix**	**Fiy**	**Fix*hi**	**Fiy*hi**
22.78	4302.23	98004.8	3557.37	3699.09	795.18	826.86	18114.16	18835.80
19.72	4654.18	91780.43			744.68	774.34	14685.01	15270.04
16.66	4708.25	78439.45			636.43	661.79	10602.95	11025.36
13.60	4749.59	64594.43			524.10	544.98	7127.73	7411.69
10.54	4799.42	50585.89			410.44	426.79	4326.007	4498.35
7.48	5058.46	37837.29			307.00	319.23	2296.354	2387.84
3.40	5058.63	17199.35			139.55	145.11	474.47	493.37
						Somme	57626.69	59922.44

Le moment de stabilité qui est égal à : Mtx =XG.Wi, Mty =YG.Wi

Avec :

- XG, YG : les coordonnées du centre de géométrie de la structure
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau

Tableau IV.10: calcule les moments de stabilité

Niveau		Masse et centre de Masse			moment	
Diaphragme N°	Niveau (m)	Masse.g (KN)	XG (m)	YG (m)	M tx	M ty
G_ DIAPH_	3.40	5058.63	14.00	6.18	70820.82	31262.33
F_ DIAPH_ 7.48	7.48	5058.46	13.95	6.45	70565.52	32627.07
E_ DIAPH_ 10.54	10.54	4799.42	14.00	6.55	67191.88	31436.2
D_ DIAPH_	13.60	4749.59	14.00	6.56	66494.26	31157.31
C_ DIAPH_ 16.66	16.66	4708.25	14.00	6.57	65915.5	30933.2
B_ DIAPH_ 19.72	19.72	4654.18	14.00	6.59	65158.52	30671.05
A_ DIAPH_ 22.78	22.78	4302.23	14.00	6.60	60231.22	28394.72
				somme	466377.7	216481.9

Donc il faut vérifier que : $Mt/M0 \geq 1.5$

$$\frac{Mtx}{\mathrm{M0}\,x} = \frac{466377.7}{57626.69} = 8.1 \geq 1.5 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{cv}$$

$$\frac{Mty}{\mathrm{M0}y} = \frac{216481.9}{59922.44} = 3.6 \geq 1.5 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{cv}$$

Conclusion : La structure est stable vis-à-vis le renversement

IV.4.5.Vérification vis à vis de l'effet $\boldsymbol{p}-\Delta$

Les effets du 2° ordre (ou effet $\boldsymbol{p}-\Delta$) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la

Condition suivante est satisfaite à tous les niveaux $\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0{,}10$

Pk : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

- Vk : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δk: déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- hk : 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 > 0.20, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.11 : Vérification l'effet P-Δ sens X

hk(cm)	Pk(KN)	Fix(KN)	Vkx(KN)	$\Delta k(cm)$	θ	$\theta \leq 0.10$
340	5058.63	795.18	795.18	0.06	0.001	CV
408	5058.46	744.68	1539.86	0.81	0.006	CV
306	4799.42	636.43	2176.29	0.86	0.006	CV
306	4749.59	524.10	2700.39	0.95	0.005	CV
306	4708.25	410.44	3110.83	1.89	0.009	CV
306	4654.18	307.00	3417.83	0.85	0.003	CV
306	4302.23	139.55	3557.38	-1.77	-0.006	CV

Tableau IV.12: Vérification l'effet P-Δ sens Y

hk(cm)	Pk(KN)	Fiy(KN)	Vkx(KN)	$\Delta k(cm)$	θ	$\theta \leq 0.10$
340	5058.63	826.86	826.86	0.16	0.002	CV
408	5058.46	774.34	1601.2	0.68	0.005	CV
306	4799.42	661.79	2262.99	0.69	0.004	CV
306	4749.59	544.98	2807.97	0.77	0.004	CV
306	4708.25	426.79	3234.76	1.59	0.007	CV
306	4654.18	319.23	3553.99	0.76	0.003	CV
306	4302.23	145.11	3699.1	-1.54	-0.005	CV

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

IV.4. 6.Vérification du déplacement en tête du bâtiment

d = R δ_{ek}

δ_{ek} : déplacement théorique dû aux forces sismiques Fi

R : coefficient de comportement

δ x.R=1.08x5=5.4cm<H/250=1938/250=7.75cm.

δ y.R=0.93x5=4.65cm<H/250=1938/250=7.75cm.

Donc les déplacements en tête sont vérifiés

IV.4. 7. Vérification du déplacement inter-étage

Sous l'effet d'Ex

Tableau IV.13: Vérification du déplacement inter-étage (x)

niveau	**U1 (cm)**	**U1× *R* (cm)**	**Δ*x***	**0.01× *h* (cm)**	**Δ*x* ≤0.01× *h***
0	0	0	0.06	3.4	OK
RDC	0.01	0.06	0.81	4.08	OK
1	0.17	0.87	0.86	3.06	OK
2	0.35	1.74	0.95	3.06	OK
3	0.54	2.68	1.89	3.06	OK
4	0.92	4.58	0.85	3.06	OK
5	1.09	5.43	-1.77	3.06	OK
6	0.73	3.66			

Sous l'effet d'Ey

Tableau IV.14: Vérification du déplacement inter-étage(y)

niveau	U1 (cm)	U1× R (cm)	Δy	0.01× h (cm)	$\Delta y \leq 0.01\times h$
0	0	0	0.16	3.4	OK
RDC	0.03	0.16			
			0.68	4.08	OK
1	0.17	0.84			
			0.69	3.06	OK
2	0.31	1.53			
			0.77	3.06	OK
3	0.46	2.30			
			1.59	3.06	OK
4	0.78	3.90			
			0.76	3.06	OK
5	0.93	4.65			
			-1.54	3.06	OK
6	0.62	3.11			

La vérification des déplacements inter-étage est satisfait

IV.4. 8.Vérification du cisaillement des éléments RPA 7.4.3.2

$$\tau \leq \overline{\tau}$$

Avec $\tau = \frac{T}{S}$

$$\overline{\tau} = \rho d f c28$$

A/poutre principal : sous combinaison 1.35G+1.5Q

Section des poutres b*h=30*40 cm x cm

L'effort tranchant max = 116.95Kn

$$\tau = \frac{116.95 * 10^3}{300x375} = 1.03 < 3.33 \ \ (cv)$$

B/poutre secondaire: sous combinaison G+Q+E

Section des poutres b*h=30*35 cm x cm

L'effort tranchant max = 41.52 Kn

$$\boldsymbol{\tau = \frac{41.52 * 10\text{^}3}{300x325} = 0.42} < 3.33 \text{ CV}$$

C/poteaux 35 x 35

$\overline{\tau}= \rho d f c28$

$\overline{\tau}x$= 1.875 MPA

$\overline{\tau}y$= 1 MPA

Sens X Sous V2

Section des poutres b*h=35*35 (cm^2)

L'effort tranchant max = 37.55 KN

$$\boldsymbol{\tau = \frac{37.55 * 10\text{^}3}{325 * 350} = 0.33} < 1.875 \ CV$$

Sens-Y Sous V3

L'effort tranchant max = 57.50 KN

$$\boldsymbol{\tau = \frac{57.5 * 10\text{^}3}{325 * 350} = 0.50} < 1 \ CV$$

D/poteaux 40 x 40

$\overline{\tau}x$= 1.875 MPA

$\overline{\tau}y$= 1.875 MPA

Sens X Sous V2

Section des poutres b*h=40*40 cm^2

L'effort tranchant max = 109.93 KN

$$\boldsymbol{\tau = \frac{109.93 * 10\text{^}3}{375 * 400} = 0.73} < 1.875 \quad CV$$

Sens-Y Sous V3

L'effort tranchant max = 84.29 KN

$$\tau = \frac{84.29 * 10\text{^}3}{375 * 400} = 0.56 < 1.875 \quad CV$$

E/poteaux 45 x 45

$\bar{\tau}x$= 1.875 MPA

$\bar{\tau}y$= 1 MPA

Sens X Sous V2

Section des poutres b*h=45*45 cm x cm

L'effort tranchant max = 122.76 KN

$$\tau = \frac{122.76 * 10\text{^}3}{425 * 450} = 0.64 < 1.875 \ CV$$

Sens-Y Sous V3

L'effort tranchant max = 106.60 KN

$$\tau = \frac{106.60 * 10\text{^}3}{425 * 450} = 0.55 < 1 \ CV$$

F/poteaux 50 x 50

$\bar{\tau}x$=1 MPA

$\bar{\tau}y$= 1.875 MPA

Sens X Sous V2

Section des poutres b*h=50*50 cm x cm

L'effort tranchant max = 81.72 KN

$$\tau = \frac{81.72 * 10\text{^}3}{475 * 500} = 0.34 < 1 \ CV$$

Sens-Y Sous V3

L'effort tranchant max = 54.57 KN

$$\tau = \frac{\mathbf{54.57 * 10\text{^}3}}{\mathbf{475 * 500}} = \mathbf{0.22} < 1.875CV$$

IV.4. 9. Vérification d'effort normale réduit dans les poteaux RPA .7.4.3.1

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression calculé est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{Nd}{Bc * fc28} \leq 0{,}3$$

- Nd: l'effort normal de compression calcule dues au séisme
- BC:l aire (section brute) de ce dernier
- Fc28: résistance caractéristiques du béton 25MPA

Nd max=810.48 KN

$$V = \frac{810.48 \times 1000}{480 \times 480 \times 25} = 0.14$$

$$V = 0.14 \leq 0.3 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV$$

Conclusion : À travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique de bloc.

Remarque :

Les sections des poteaux choisit dans le prédimensionnement n'est pas vérifiés, alors on a redimensionné ces sections

Chapitre 5

V.1. INTRODUCTION

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence le C.B.A93 et le R.P.A99

V.2. Combinaison des charges

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

✓ Combinaisons exigées par le " CBA 93 "

- E.L.U: 1.35 G + 1.5 Q
- E.L.S: G + Q

✓ Combinaisons exigées par le " RPA 99 "

- 0.8 G ± E
- G + Q + E
- G + Q ±1.2 E

G: charge permanente.
Q: charge d'exploitation.
E: charge sismique.

V.3. Ferraillages des poutres

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance (Situation durable ou accidentelle).

Les armatures longitudinales sont déterminées en flexion simple, en tenant compte des deux situations suivantes:

✓ Situation durable:

- Béton: $\gamma_b = 1.5$; $fc28 = 25$ MPa ; $\sigma bc = 14.2$ MPa.
- Acier: $\gamma s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma s = 348$ MPa.

✓ Situation accidentelle:

- Béton: $\gamma_b = 1.5$; $fc28 = 25$ MPa ; $\sigma bc = 18.48$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma s = 400$ MPa.

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
f_{c28}= 25 MPa	FeE 400	f_{c28}=25 MPa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	σ $_s$=348 MPa	$\overline{\sigma_b}$ =18,50 MPa	σ $_s$=400 MPa

V.3.1. Recommandations des règlements

Selon le règlement " RPA 99 " **(Art. 7.5.2)**

A- Armatures longitudinales

✓ Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est Donnée par:

- $0.5\% \leq \frac{A}{B*h} \leq 4\%$ au niveau de la zone courante.
- $0.5\% \leq \frac{A}{B*h} \leq 6\%$ au niveau de la zone de recouvrement

✓ 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 50 Φ (zone III).

B- Armatures transversales : [1] (Art 7.5.2.2)

- La quantité d'armatures " A_t ", est donnée par: $A_t = 0.003$ St. b
  b: longueur de la poutre.
  St: espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par:

- $S_t \leq \overline{S_t} = \text{Min}\left[\frac{h}{4} = , 12\ \phi t\right]$ Zone nodale
- $S_t \leq \overline{S_t} = \frac{h}{2}$ Zone courant

La valeur du diamètre φ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit Diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Notre calcul se fera pour deux portiques différents suivant les deux sens:

Sens longitudinal: Pour tous les niveaux on a deux types de poutres avec une Section de béton différent:

- (b x h) = (30x40) cm².

Sens transversal: Pour tous les niveaux on a deux types de poutres avec une Section de béton différent:

- (b x h) = (30x35) cm².

Tableau V.2: Les efforts à l'E LU et les sections d'acier adoptées (Poutres principales).

NIVEAU	POSITION	Mu max (kN.m)	COMBINAI-SON	A' (cm^2)	A cal (cm^2)	A choisies (cm^2)
Terrasse	Travée	33.81	G+Q+E	0	2.67	3 HA 12=3.39
	Appui	75.32	G+Q+E	0	6.19	2T14+3T12=6.49
Etage courant	Travée	40.14	G+Q+E	0	3.19	3 HA 12=3.39
	Appui	79.55	G+Q+E	0	6.57	5 HA 14=7.70
RDC	Travée	50.44	1.35G+1.5Q	0	4.05	3 HA 14=4.62
	Appui	59.98	1.35G+1.5Q	0	4.86	5HA 12= 5.65

Tableau V.3: Les efforts à l'E LU et les sections d'acier adoptées (Poutres secondaire).

NIVEAU	POSITION	Mu max (KN.m)	COMBINAI -SON	A' (cm^2)	A cal (cm^2)	A choisies (cm^2)
Terrasse	Travée	27.43	G+Q+E	0	2.51	3 HA 12=3.39
	Appui	32.84	1.35G+1.5Q	0	3.02	5 HA 10=3.93
Etage courant	Travée	36.94	G+Q+E	0	3.41	5HA 12=5.65
	Appui	47.05	1.35G+1.5Q	0	4.41	5 HA 12=5.65
RDC	Travée	14.48	1.35G+1.5Q	0	1.30	3 HA 12=3.39
	Appui	18.61	1.35G+1.5Q	0	1.68	3 HA 12=3.39

V.3. 2. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA

Il faut vérifie que :

- $A_{adoptée} \geq A_{min}$ CBA
- $A_{adoptée} \geq A_{min}$ RPA et $A_{adoptée} \leq A_{max}$ RPA

Tableau V.4: vérification des poutres principales selon les conditions CBA et RPA

NIVEAU	POSITION	A adoptée (cm^2)	Amin CBA (cm^2)	Condition	Amin RPA (cm^2)	Amin ≤ Adopté	A max RPA (cm^2)	A max ≥ Adopté	A choisies (cm^2)
Terrasse	Travée	3.39	1.2	CV	6	non	48	CV	2T12+3T14 =6.88
	Appui	7.70	1.2	CV	6	non	48	CV	3T14+3T12 =8.01
Etage courant	Travée	3.39	1.2	CV	6	non	48	CV	2T12+3T14 =6.88
	Appui	7.70	1.2	CV	6	non	48	CV	3T14+3T12 =8.01
RDC	Travée	4.52	1.2	CV	6	non	48	CV	2T12+3T14 =6.88
	Appui	7.70	1.2	CV	6	non	48	CV	3T14+3T12 =8.01

Tableau V.5: vérification des poutres secondaire selon les conditions CBA et RPA

NIV	POSITION	A adoptée (cm^2)	Amin CBA (cm^2)	Condition	Amin RPA (cm^2)	Amin ≤ Adopté	A max RPA (cm^2)	A max ≥ Adopté	A choisies (cm^2)
Terrasse	Travée	3.39	1.05	CV	5.25	non	42	CV	5T12=5.65
	Appui	7.70	1.05	CV	5.25	non	42	CV	5T12=5.65
Etage courant	Travée	3.39	1.05	CV	5.25	non	42	CV	5T12=5.65
	Appui	7.70	1.05	CV	5.25	non	42	CV	5T12=5.65
RDC	Travée	4.52	1.05	CV	5.25	non	42	CV	5T12=5.65
	Appui	6.16	1.05	CV	5.25	non	42	CV	5T12=5.65

V.3.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service

Après avoir calculé les armatures longitudinales, une vérification à l'E.L.S est Nécessaire.

La contrainte admissible de béton est donnée par la formule:

$$\bar{\sigma_b} = 0.6\, fc28 = 15 \text{ MPA}$$

Pour $fc28 = 25$ MPa $\rightarrow \bar{\sigma_b} = 15$MPa

- Si la fissuration est peu nuisible, on doit vérifier: $\sigma_b \leq \bar{\sigma_b}$ seulement.

Avec : $\sigma_b = \frac{Mser}{I} y$

- Si la fissuration est préjudiciable, on doit vérifier:

- $\sigma_b \leq \bar{\sigma_b}$…… c1
- $\sigma s = \frac{15(d-y)}{I} \leq \bar{\sigma s}$….. c2

Avec :

$$\bar{\sigma s} = \text{Min}\left(\frac{2}{3} fe\ ;\ 110\sqrt{n\, ft28}\right) = 220\text{MPa}$$

Tableau V.6 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales

NIVEAU	POSITION	M ser (N.m)	Combinaison	A (cm^2)	A choisit (cm^2)	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \bar{\sigma_s}$
Terrasse	Travée	21.98	G+Q	3.17	3HA12 =3.39	201.6	4.52	CV
	Appui	34.77	G+Q	5.12	4HA14 =6.16	201.6	5.97	CV
Etage courant	Travée	21.53	G+Q	3.11	3HA12 = 3.39	201.6	4.46	CV
	Appui	38.86	G+Q	5.77	4HA14 =6.16	201.6	6.40	CV
RDC	Travée	36.11	G+Q	5.33	5HA12 =5.65	201.6	6.11	CV
	Appui	43	G+Q	6.41	5HA14 =7.70	201.6	6.82	CV

Tableau V.7 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires

NIVEAU	**POSITION**	**M ser (N.m)**	**Combinaison**	**A** (cm^2)	**A choisit** (cm^2)	**σs (MPa)**	σb **(MPa)**	σb ≤ σ̄b **σs ≤ σ̄s**
terrasse	Travée	6.67	G+Q	1.10	2HA10 =1.57	13.32	1.07	CV
	Appui	24.33	G+Q	4.12	3HA14 =4.62	201.6	5.72	CV
Etage courant	Travée	15.48	G+Q	2.57	3HA12 = 3.39	201.6	4.35	CV
	Appui	34.85	G+Q	6.01	4HA14 =6.16	201.6	7.16	CV
RDC	Travée	10.46	G+Q	1.71	2HA12 =2.26	20.34	1.65	CV
	Appui	13.79	G+Q	2.28	2HA14 =3.08	201.6	4.06	CV

V.3.4. Calcul des armatures transversales

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être la plus faible des Valeurs suivantes :

- ✓ Selon le RPA 99 :
  - ❖ $\frac{At}{St} \geq 0.003$ b
  - ❖ St≤ min ($\frac{h}{4}$, 12φ) zone nodale
  - ❖ St= $\frac{h}{2}$ zone courante
- ✓ Selon le CBA93 :
  - ❖ $\frac{At}{b.St} \geq \frac{\gamma(\tau u - 0.3\, ftj.K)}{0.9\, fe(cos\alpha + sin\alpha)}$
  - ❖ St≤ min (0.9d ; 40cm)
  - ❖ $\frac{At\, fe}{b.St} \geq 0.4$ MPa

Sens longitudinal: (b x h) = (30x40) cm².

d= 0.9 h= 0.9*40= 36cm= 0.36m

$S_t \leq$ min (0.9*d= 32.4 cm; 40cm)

Soit S_t= 25 cm

$St \leq \frac{At\ fe}{b.0,4} \rightarrow$ At= $\frac{0.4\ .b\ .St}{fe} = \frac{0.4*30*25}{400} = 0.75\ cm^2$

Sens transversal: (b x h) = (30x35) cm²

d= 0.9 h= 0.9*30= 31.5cm= 0.32m

St≤ min (0.9*d= 28.35cm; 40cm)

Soit St= 25 cm

$St \leq \frac{At\ fe}{b.0,4} \rightarrow$ At= $\frac{0.4\ .b\ .St}{fe} = \frac{0.4*30*25}{400} = 0.75\ cm^2$

Les valeurs des sections d'armature (At) ainsi que leurs espacements (St) pour Chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau V.8: Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement.

	CBA 93		RPA 99			St adopte (cm)		
Section	St (cm)	At (cm^2)	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At (cm^2)	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At choisie
30X40	32.4	1.2	10	20	1.8	10	20	2.01=4HA8
30X35	28.8	1.05	8.75	17.5	1.57	8	15	2.01=4HA8

V.3.5. Vérification de la flèche

Il est nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres Considérées ne répondent pas aux conditions suivantes:

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
2. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{Mt}{M0}$
3. $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{fe}$ Avec: Mt = k. M0 (0.75 ≤ k ≤ 0.85)

K : le coefficient de réducteur, on prend k= 0.80(le cas le plus Défavorable)

Tableau V.9: Vérification de la flèche des poutres

Portique	Section (cm^2)	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	vérif.	$\frac{1}{10}\frac{Mt}{M0}$	vérif.	$\frac{A}{b.d}$	$\frac{4,2}{fe}$	vérif.
Porteur	30*40	$\frac{0.4}{4.2}=0.09$	0.06	c.v.	0.08	c.v.	0.003	0.0105	c.v.
Non porteur	30*35	$\frac{0.35}{3.5}=0.1$	0.06	c.v.	0.08	c.v.	0.003	0.0105	c.v.

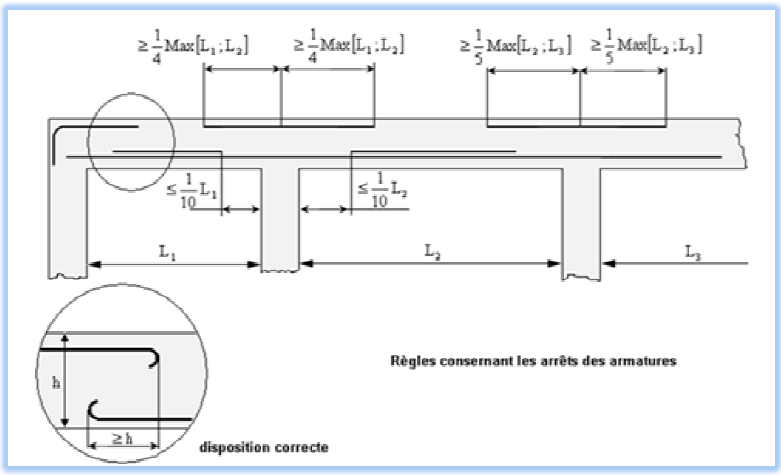


Figure V.1: Disposition des armatures pour les poutres

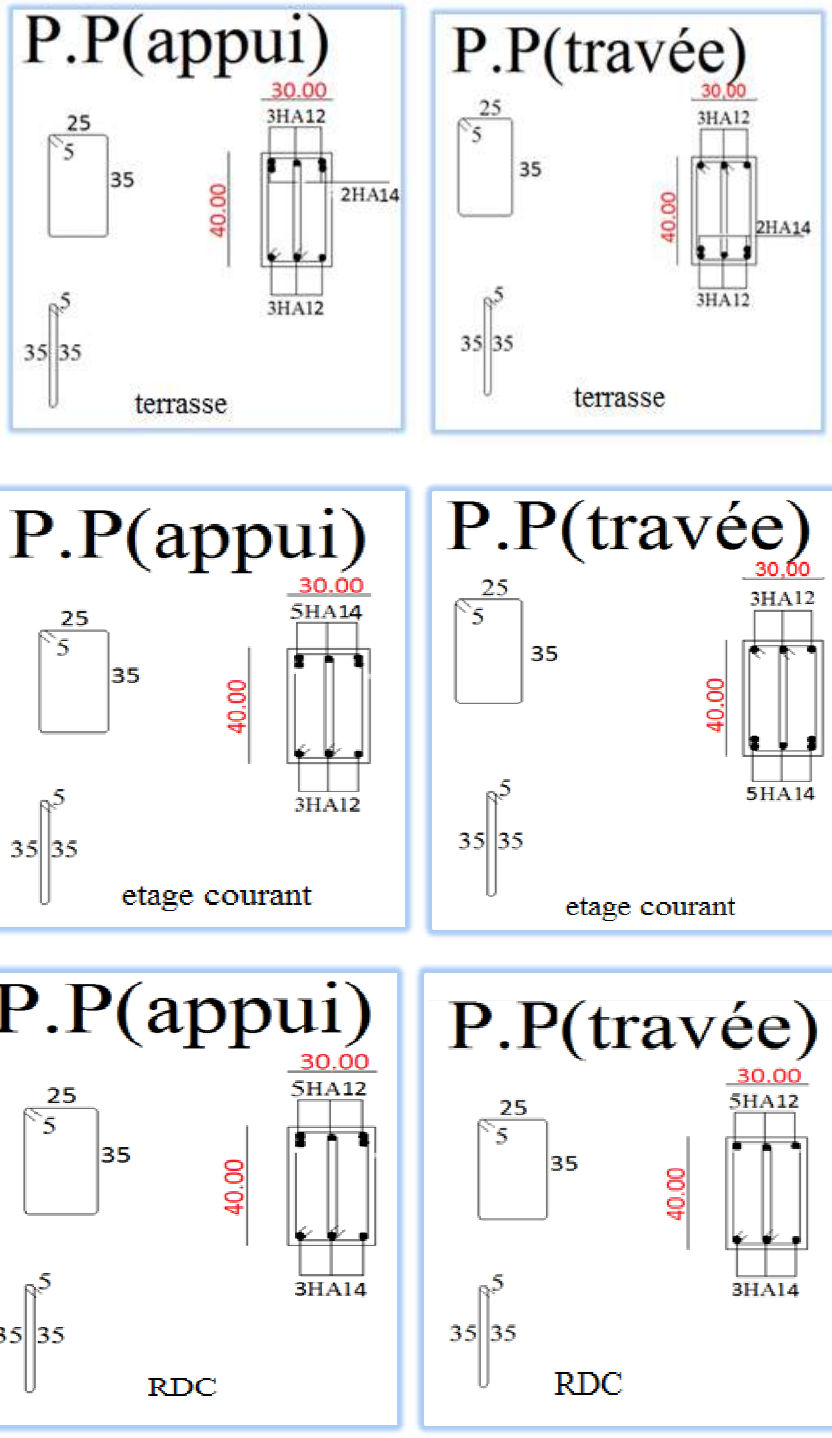


Figure V.2: Disposition des armatures des poutres principales (30*40) cm^2

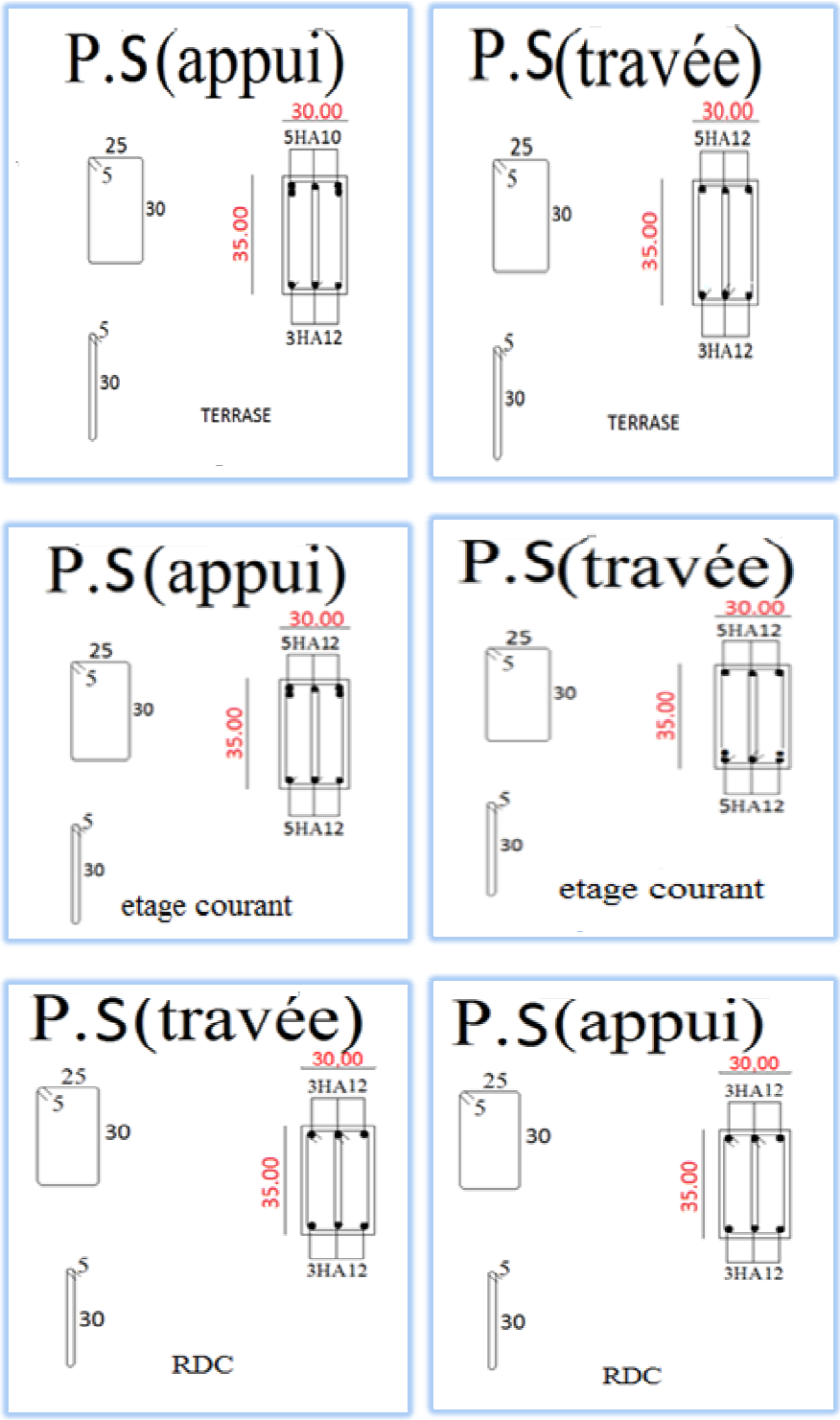


***Figure V.3**:* Disposition des armatures des poutres secondaire (30*35) cm^2

V.4. FERRAILLAGE DES POTEAUX

V.4.1. Introduction

Les poteaux calculés en flexion composée sont soumis à un effort "N" et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal.

Les armatures seront obtenues à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions:

- ✓ Situation durable:
  - Béton: $\gamma_b = 1.5$; $fc28 = 25$ MPa ; $\sigma bc = 14.2$ MPa.
  - Acier: $\gamma s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma s = 348$ MPa.
- ✓ Situation accidentelle:
  - Béton: $\gamma b = 1.5$; $fc28 = 25$ MPa ; $\sigma bc = 18.48$ MPa.
  - Acier: $\gamma s = 1$; FeE 400 ; $\sigma s = 400$ MPa.

Zone sismique : III

Section minimale des armatures longitudinales : 0.9. (b x h) cm² RPA version 2003 ►► [Art 7.4.2.1] ◄◄

D'après les combinaisons données précédemment nous déduisons les sollicitations les plus défavorables en se basant sur les trois ces suivants:

1. (Nmax ; Mcorr).
2. (Mmax ; Ncorr).
3. (Nmin ; Mcorr).

V.4.2. Etat limite ultime de stabilité de forme

Les sections des poteaux soumises à la flexion composée doivent être
Justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme, on adopte une
Excentricité totale " e " tel que:

- $e = e_1 + e_2$
- $e_1 = \frac{M}{N+ea}$

- $e_2 = \dfrac{3 L_f^{\,2} (2 + \alpha.\varphi)}{10^4.h}$

Avec: $e_a = \text{Max}\left(2\text{cm}; \dfrac{L}{250}\right)$

$0.7 \leq \alpha \leq 1$ et $\Phi = 2$

e_1 : Excentricité du 1er ordre, due à la résultante des contraintes normales y compris l'excentricité additionnelle.

e_a : Excentricité accidentelle traduisant les imperfections initiales.

e_2 : Excentricité due aux efforts du second ordre, lié à la déformation de la structure.

L_f : Longueur de flambement.

L : Longueur libre du poteau.

h : Hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

Φ: Rapport de la déformation finale due au fluage a la déformation instantanée du béton sous la charge considérée.

α : Rapport de moment des charges permanentes sur le moment total.

V.4.3. Recommandations des règlements

➢ Selon le RPA 99: **[Art 7.4.2.1]**

✓ La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.

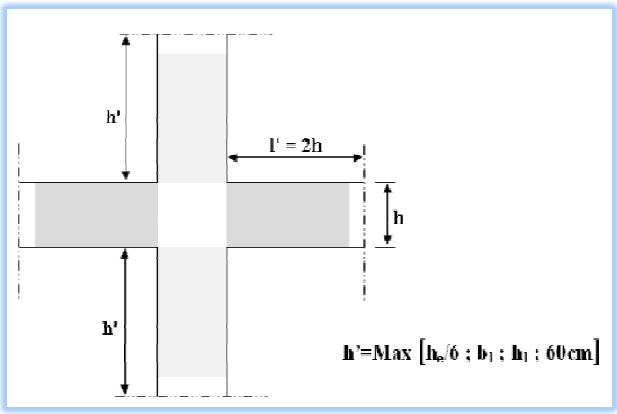


Figure V.4 : définition de la zone nodale dans les poteaux

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans Crochets.
- ✓ Leur pourcentage est limité en zone III par:

  * Leur pourcentage **minimal** sera de :

  - 0,9% en zone III

* Leur pourcentage **maximal** sera de :

  - 4% en (zone courante)
  - 6% en (zone de recouvrement).

- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de:

  50Øen zone III
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

  20 cm en zone III
- ✓ he : la hauteur d'étage.
- ➢ Selon le CBA 93:

A min = 4 cm² pour 1mde largeur

$$0.1\% \leq \frac{A}{B} \leq 5\%$$

V.4.4. Détermination des sections d'acier

Les poteaux seront ferraillés en flexion composée à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle), sous les efforts les plus défavorables.

L'effort dans les poteaux les plus sollicités ainsi que les sections d'acier adoptées pour les types de poteaux de chaque niveau sont résumés dans le tableau V.9.

Tableau V.10: Les Armatures longitudinaux des poteaux

Section	Cas	Combinaison	N (KN)	Mcorr (kN.M)	Ax (cm²)	Ay (cm²)	Amin (cm²)	A choisi (cm²)
POT35*35	Nmin ->Mcorr	0,8.G+Ed$_X$	-52.69	7.82	5.6	5.6	11.03	8T14= 12.32
	Mmax ->Ncorr	G+Q+Es$_X$	95.85	59.68	5.6	8.46	11.03	8T14= 12.32
	Nmax ->Mcorr	1,35.G+1,5.Q	187.9	46.31	5.6	5.6	11.03	8T14= 12.32
POT40*40	Nmin ->Mcorr	0,8.G+Ed$_X$	-37.86	6.30	6.4	6.4	14.40	4T14+8T12=15.21
	Mmax ->Ncorr	G+Q+EsX	228.12	87.61	6.4	7.8	14.40	4T14+8T12=15.21
	Nmax ->Mcorr	1,35.G+1,5.Q	381.88	43.83	6.4	6.4	14.40	4T14+8T12=15.21
POT40*40	Nmin ->Mcorr	0,8.G+Ed$_X$	-33.5	50.47	7.04	6.4	14.40	4T14+8T12=15.21
	Mmax ->Ncorr	G+Q+Es$_X$	367.84	82.80	6.4	6.4	14.40	4T14+8T12=15.21
	Nmax ->Mcorr	1,35.G+1,5.Q	586.96	35.09	6.4	6.4	14.40	4T14+8T12=15.21
POT45*45	Nmax ->Mcorr	1,35.G+1,5.Q	796.87	42.13	7.2	7.2	18.23	4T14+12T12= 19.73
	Mmax ->Ncorr	G+Q+Es$_X$	514.00	111.20	7.2	7.2	18.23	4T14+12T12= 19.73
	Nmin ->Mcorr	0,8.G+Ed$_X$	-125.13	68.077	7.2	7.2	18.23	4T14+12T12= 19.73
POT45*45	Nmin ->Mcorr	0,8.G+Ed$_X$	-333.84	54.68	7.2	7.2	18.23	4T14+12T12= 19.73
	Mmax ->Ncorr	G+Q+Es$_Y$	336.89	97.91	7.2	7.2	18.23	4T14+12T12= 19.73
	Nmax ->Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1007.63	39.56	7.2	7.2	18.23	4T14+12T12= 19.73
POT50x50	Nmin ->Mcorr	0,8.G+Ed$_X$	-766.8	71.30	8	8	22.50	4T16+8T14+4T12= 24.88
	Mmax -	G+Q+Es$_X$	839.04	107.50	8	8	22.50	4T16+8T14+4T12= 24.88
	Nmax ->Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1435.53	7.12	8	8	22.50	4T16+8T14+4T12= 24.88
POT50x50	Nmin ->Mcorr	0,8.G+Ed$_X$	-507.12	9.44	8	8	22.50	4T16+8T14+4T12= 24.88
	Mmax ->Ncorr	G+Q+Es$_Y$	384.41	32.43	8	8	22.50	4T16+8T14+4T12= 24.88
	Nmax ->Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1636.57	0.43	8	8	22.50	4T16+8T14+4T12= 24.88

V.4.5. Vérification à l'Etat Limite Service:

Après avoir faire le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'état limite de service, sous les sollicitations les plus défavorables (M_{ser}, N_{ser}) selon les règles B.A.E.L; concernant la flexion composée.

Tableau V.11: Valeurs des contraintes à l'E.L.S

Section	Combinaison	N (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)	бb (MPa)	бs (MPa)	б's (MPa)	[бb] (MPa)	[бs] (MPa)	σs≤ [σs] σb≤ [σb]
POT35*35	G+Q	62.92	5.02	0.14	1.09	0.64	15.06	15.00	201.63	c.v.
	G+Q	94.98	2.87	0.00	1.07	0.00	15.37	15.00	201.63	c.v.
	G+Q	139.18	2.77	34.32	7.76	191.65	92.75	15.00	201.63	c.v.
POT40*40	G+Q	112.98	1.68	0.43	0.80	0.00	11.81	15.00	201.63	c.v.
	G+Q	231.58	0.75	-0.03	1.43	0.00	21.29	15.00	201.63	c.v.
	G+Q	282.75	-7.40	32.51	4.35	10.15	60.16	15.00	201.63	c.v.
POT40*40	G+Q	132.85	0.49	2.84	1.02	0.00	14.82	15.00	201.63	c.v.
	G+Q	371.42	0.16	-0.08	2.20	0.00	33.02	15.00	201.63	c.v.
	G+Q	434.58	-5.97	26.03	4.71	0.00	66.59	15.00	201.63	c.v
POT45*45	G+Q	589.99	-7.70	31.26	4.59	0.00	65.85	15.00	201.63	c.v.
	G+Q	518.80	-0.14	-0.06	2.44	0.00	36.59	15.00	201.63	c.v.
	G+Q	208.58	-0.27	3.32	1.17	0.00	17.26	15.00	201.63	c.v.
POT45*45	G+Q	266.97	1.31	-1.99	1.37	0.00	20.33	15.00	201.63	c.v.
	G+Q	384.70	-14.81	6.31	2.67	0.00	38.60	15.00	201.63	c.v.
	G+Q	746.04	-8.64	29.34	5.21	0.00	75.33	15.00	201.63	c.v.
POT50x50	G+Q	408.23	-3.33	-0.36	1.70	0.00	25.30	15.00	201.63	c.v.
	G+Q	842.29	25.10	-0.21	4.29	0.00	62.79	15.00	201.63	c.v.
	G+Q	489.67	-5.33	-1.06	2.10	0.00	31.13	15.00	201.63	c.v.
POT50x50	G+Q	243.37	-2.51	0.09	1.04	0.00	15.39	15.00	201.63	c.v.
	G+Q	328.03	16.25	-0.02	1.95	0.00	28.21	15.00	201.63	c.v.
	G+Q	493.53	0.28	0.31	1.90	0.00	28.44	15.00	201.63	c.v.

La contrainte de béton est limitée par: $\overline{\sigma}_b = 15\,MPa$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = \min\left[333.33\,MPa ; 201.63\,MPa\right] = 201.63\,MPa$$

V.3.2.d. Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont pour rôles :

- Equilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- Empêcher le flambement des armatures.
  - Selon le CBA93 :
- Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leur Φt est donné par la relation :

$$\Phi t \leq \min\left[\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi\ell\right]$$

- $\Phi\ell$: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales
- At=nt.at : avec nt est le nombre des barres transversales.
- Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$St \leq \frac{0.9 * At * \frac{fet}{\gamma s}}{b0(\tau u - 0.3\, ft28 * k)}$$

- Avec dans le cas de la flexion composée.

$$K = 1 + 3.\frac{Nu}{B.fc28}$$

- St ≤ Min [0.9d, 40cm]

et $\frac{At\, fe}{b.St} \geq 0.4$ MPa

- Selon le RPA99 version 2003 :

- D'après l'article 7.4.2.2, On a :

$$St = \frac{h.fe.At}{Vu.\rho}$$

Avec :

- A_t= nt.at
- ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λg l'élancement géométrique du λg= ℓf/a

ρ =2.5 si $\lambda_g \geq 5$.

ρ=3.75 dans les cas contraires.

Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :

- Dans la zone nodale: St ≤ 10cm en zone III
- Dans la zone courante: St ≤ Min (b/2, h/2, 10ϕl) en zone III

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{At}{St*b}$ en % est donnée comme suit :

- 0.3% si λg ≥ 5
- 0.8 % si λg ≤ 3
- 3 ≤ λg ≤ 5 interpolé entre les deux valeurs précédentes

- Les cadres et les étriers doivent êtres fermes par des crochets à 1350 ayant une Longueur droite de 10ϕt minimum.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et Diamètre suffisants (cheminées >12cm) pour permettre une vibration correcte du Béton sur toute la hauteur des poteaux.

✓ **Application des recommandations.**

Les résultats en respectant ce qu'on a vu sont : fe =400MPa

***Tableau V.12**:* Les armatures transversales et leurs espacements

Section cm^2	V_u KN	A_t cm^2	λ_g	ρ	St_{cal} cm	Zone	St_{finale} cm	A choisie cm^2
50*50	18.091	0.339	4.76	3.75	9.99	courante	15	4Ø8=2.01
						nodale	10	4Ø8=2.01
45*45	45.932	0.637	10.57	2.5	9.99	courante	15	4Ø8=2.01
						nodale	10	4Ø8=2.01
40*40	41.66	0.659	13.38	2.5	9.99	courante	15	4Ø8=2.01
						nodale	10	4Ø8=2.01
35*35	32.15	0.574	17.48	2.5	9.99	courante	15	4Ø8=2.01
						nodale	10	4Ø8=2.01

Tableau. V.13 : Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale

Section (cm^2)	zone	$\frac{At}{St*b}$ (%)	λ_g	$\frac{At}{St*b} > 0.6\%$	$\frac{At}{St*b} > 0.3\%$
50*50	nodale	0.068	4.76	Vérifier	
	Courante	0.045	4.76	Vérifier	
45*45	nodale	0.14	10.57	-	Vérifier
	Courante	0.09	10.57	-	Vérifier
40*40	nodale	0.16	13.38	-	Vérifier
	Courante	0.109	13.38	-	Vérifier
35*35	nodale	0.164	17.47	-	Vérifier
	courante	0.109	17.48	-	Vérifier

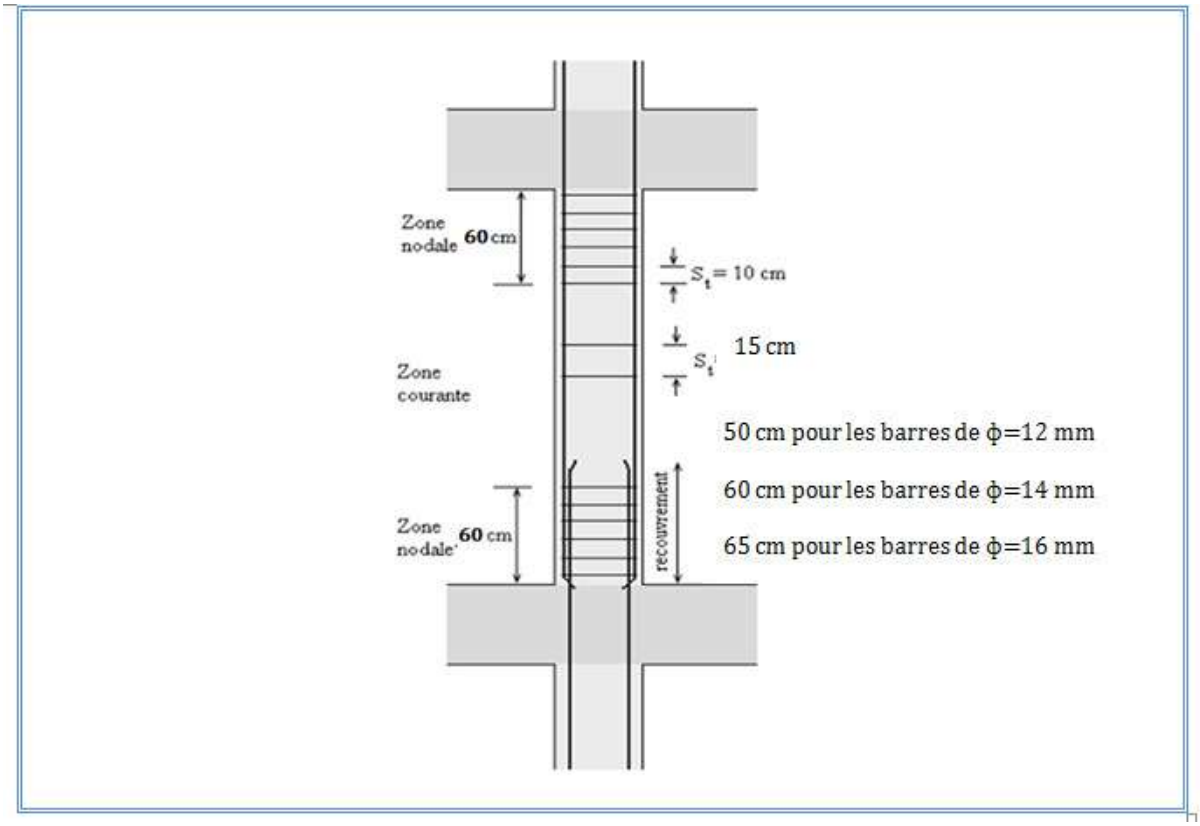
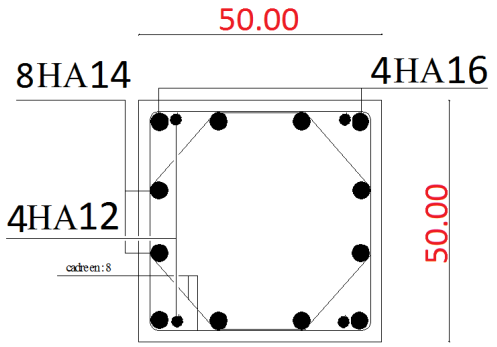
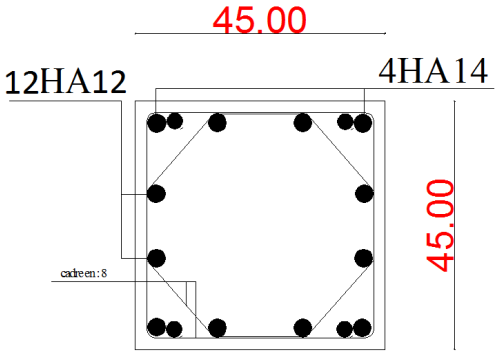


Figure V.5: Disposition des armatures pour les poteaux.





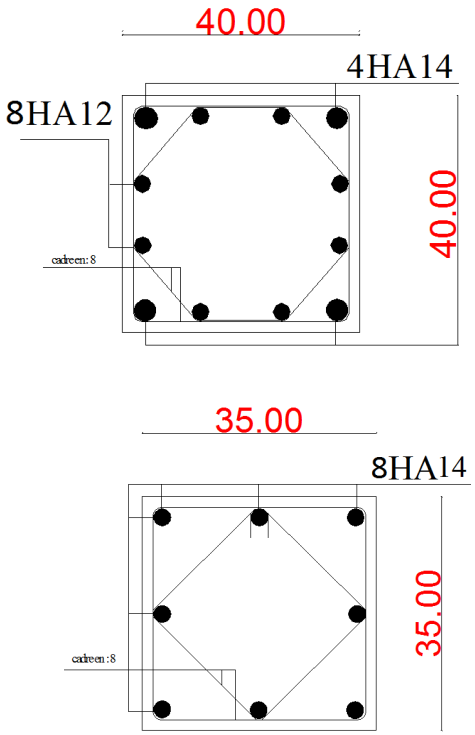


Figure V.6: Disposition des armatures des poteaux

V.3. CALCUL DES VOILES

V.3.1. Introduction

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement CBA93, et les vérifications selon Le règlement parasismique Algérien RPA99 version(2003) sous l'action des forces Horizontales (séisme) ainsi que les forces dues aux charges verticales.

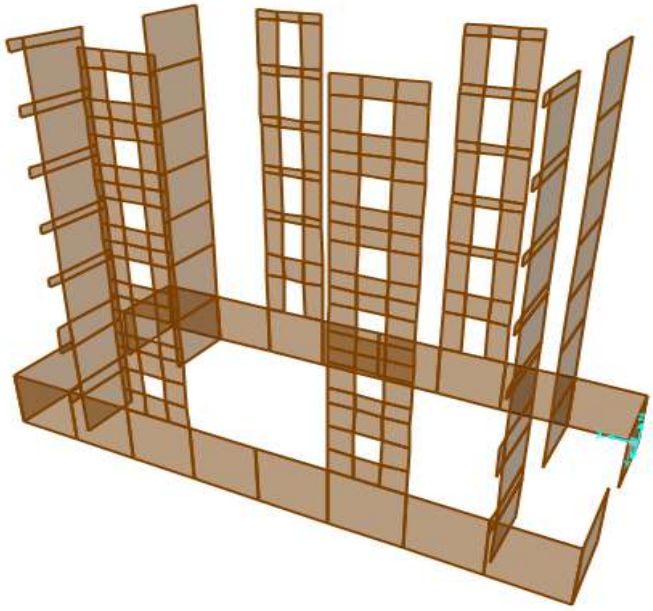
Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

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

On distingue deux types de voiles dans notre structure, des voiles pleins et des voiles avec ouvertures.

Ces voiles ont pour rôle de reprendre les efforts dus au séisme.

Le ferraillage des voiles est déterminé selon la combinaison des charges la plus défavorable.



V.3.2. 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 de flexion" M ". Pour le calcul, on utilise la méthode des contraintes données par " THONIER ", ces Contraintes sont " σ1 " et " σ2 " calculées à partir des sollicitations (M, N).

$\sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} v$ $\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} v$

S: section transversale du voile: S = a .L

L: la largeur du voile ; a: épaisseur du voile. ; I: moment d'inertie: $I = \frac{a.h^3}{12}$

v: distance entre le centre de gravité et la fibre la plus éloignée.

Sous l'action des efforts sollicitant le voile résultant trois cas de contraintes possibles:

- Si σ_1 et σ_2 sont de signes contraintes alors la section est partiellement comprimée.
- Si σ_1 et σ_2 sont négatives, alors la section est entièrement tendue, la zone Courante n'existe pas, on déterminera les armatures verticales par la formule

- Si σ_1 et σ_2 sont positives, alors la section est entièrement comprimée, la zone courante Pour le pourcentage minimum donné par le règlement: Amin = 0.15%.a.L

V.3.3. Voiles avec files d'ouvertures

Les voiles avec files d'ouverture sont des voiles où il y'a présence d'ouvertures (petites ou grandes ouvertures).

Ils sont composés de deux éléments: les linteaux et les trumeaux.

A. Les linteaux

C'est la partie au dessus de l'ouverture, ils sont calculés en flexion simple (avec les efforts M et V), on devra disposer:

- Des aciers longitudinaux de flexion " A_l ".
- Des aciers transversaux " A_t ".
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) "A_c"

B. Les trumeaux

Ce sont des éléments verticaux situés de part et d'autre de l'ouverture.

Les trumeaux seront calculés en flexion composée avec effort tranchant.

A fin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures:

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales (épingles).

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

A.1. Ferraillage des linteaux

1. *Premier cas:* $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$

A.1.1. *Aciers longitudinaux*:

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{Z.f_e}$$

Ave Z = h-2d' ou h est la hauteur totale des linteaux.

d' : la distance d'enrobage

M : moment du à l'effort tranchant ($V=1.4V_{u\ calcul}$)

A.1.2. *Aciers transversaux*:

✓ ***Premier sous cas :*** linteaux longs ($\lambda = \frac{l}{h} \succ 1$)

On a : $S \leq \frac{A_t.f_e.Z}{V}$ Où:

S: espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : section d'un cours d'armatures transversales

Z = h .2d'

V: effort tranchant dans la section considérée ($V = 1.4\ V_{u\ calcul}$).

L: portée du linteau

✓ ***Deuxième sous cas***: liteaux courts ($\lambda_g \leq 1$)

On doit avoir :

$$S \geq \frac{A_t.f_e.l}{V + A_t.f_e} \qquad V = \min\ (V_1, V_2) \qquad V_2 = 2V_{u\ calcul} \qquad \text{et} \qquad V \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec: Mci et Mcj moments des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée lij calculée par :

$$M_c = A_l.f_e.Z$$

Avec: Z = h -2 d'

2. *Deuxième cas :* $\tau_b \succ 0.06 f_{c28}$

Dans ce cas, au lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M et N) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction),

Suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement, le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha}$$

Avec $tga = \frac{h - 2d}{l}$ et V = V calcul (sans majoration)

$$A_l, A'_l \geq 0.0015.b.h$$
$$A_c \geq 0.0020.b.h$$

$$A_D \geq 0.0015.b.h \qquad Si \quad \tau_b \succ 0.06 f_{c28}$$
$$A_D = 0 \qquad Si \quad \tau_b \leq 0.06 fc28$$

$$A_t \geq 0.0015.b.s \qquad Si \quad \tau_b \succ 0.025 f_{c28}$$
$$A_t \geq 0.0025.b.s \qquad Si \quad \tau_b \leq 0.025 fc28$$

A.1.3. Ferraillage minimal

a. Armatures longitudinales

$(A_l, A'_l) \geq 0.0015.b.h$

b. Armatures transversales

Pour $\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$ $A_t \geq 0.0015.b.S$ (0.15%)

Pour $\tau_b \succ 0.025 f_{c28}$ $A_t > 0.0025.b.S$ (0.25%)

A.1.4. Armatures transversales: **(armatures de peau)**

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau Ac (deux nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 20%.

B.1. Ferraillage des trumeaux:

B.1.1. *Aciers verticaux*:

Lorsqu' une partie des voiles est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des

armatures verticales de la zone tendue devra rester au moins égale à 20% de la section horizontale du béton tendue.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si les efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du premier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochet (jonction de recouvrement).

A chaque extrémité du voile (trumeaux), l'espacement des barres doit être réduit sur

1 / 10 de la largeur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

Recommandations pour les voiles et les trumeaux: (RPA 2003 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.

$$S_v \leq \text{Min}\left[1.8a\,;30\text{cm}\right]$$

$$S_v = \begin{cases} S_v & (\text{zone courante}) \\ \dfrac{S_v}{2} & (\text{zone d'extrémité}) \quad \dfrac{L}{10} \end{cases}$$

Les barres horizontales doivent être les munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

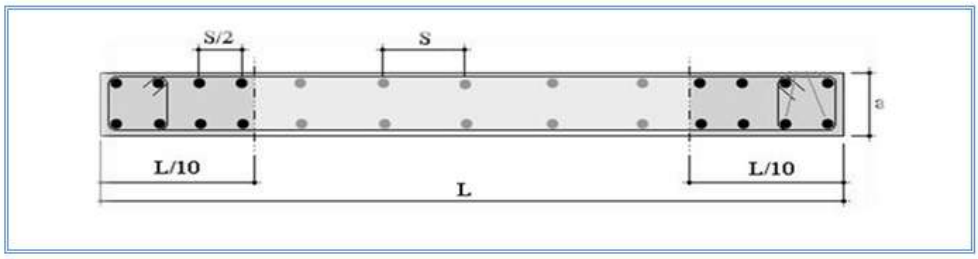


Figure V.7 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

B.1.2. *Aciers horizontaux*

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 ϕ. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devant être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation D'un encrage droit.

C. Voiles pleins

Etat Limite Ultime:

Tableau V.14: Aciers verticaux des voiles pleins (sens Y ; L=3.50m)

Voile	S (m^2)	L (m)	N (KN)	M (kN.m)	T (KN)	A_{cal} (cm^2)	Sv (cm)	A_{min}		Choisit des barres
								CBA	**RPA**	
A	0.525	3.50	1062.27	2912.15	867.73	14.60	20	7.875	10.5	2 × (14HA12)= 2× (15.83)

Etat Limite Service:

Tableau V.15: Valeurs des contraintes à l'E.L.S

Voile	Combin-aison	S (m^2)	L (m)	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	T_{ser} (KN)	A adoptée	σb (MPa)	Σs (MPa)	vérif.
A	G +Q	0525	3.50	1032.07	197.49	83.91	15.83	2.33	34.89	c.v.

✓ **L'espacement :**

D'après le RPA 99 version 2003, l'espacement admissible :

Pour a=15 cm

Sv = Min (1,5a, 30cm)= 30cm

Avec :

- L : la largeur du voile
- a : l'épaisseur du voile

C.1. Les armatures transversales

Elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures verticales et horizontales. Par ailleurs elles empêchent le flambement éventuel des barres verticales. Ces dernières (les deux nappes d'armatures) doivent être reliées avec au moins quatre (4) épingles par mètre carré.

L'acier choisi pour les armatures transversales est du type rond lisse de nuance FeE 400.

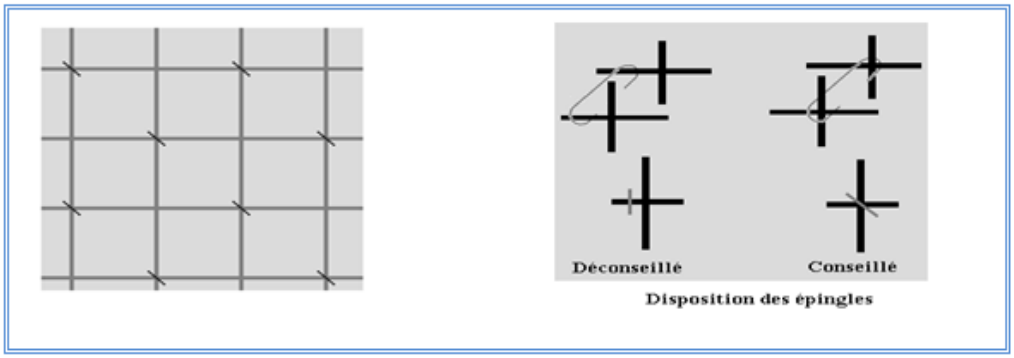


Figure.V.8 : Les armatures transversales et les épingles.

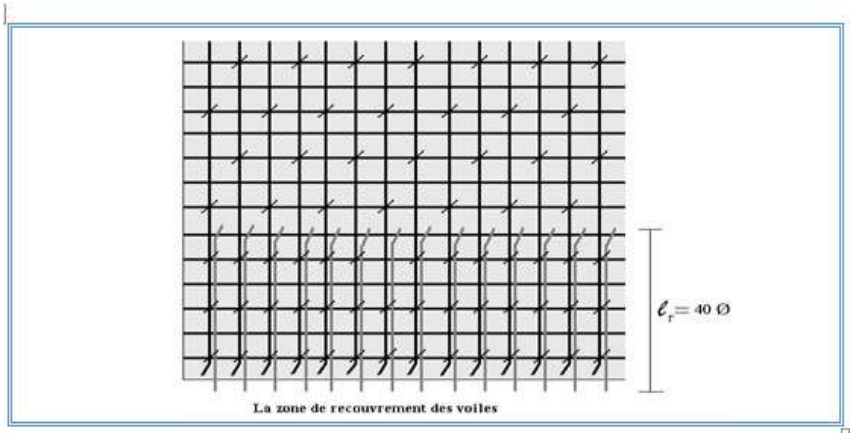


Figure.V.9 : La zone de recouvrement des voiles.

C.2. Les armatures horizontales:

Elles sont parallèles aux deux faces du refend, leur rôle principal est de reprendre l'effort tranchant. Elles sont disposées en deux nappes à l'extérieur des armatures verticales. (Voir tableau V.15).

• ***Recommandation des règlements: (RPA2003 et CBA93)***

a. L'espacement:

✓ *Selon le RPA 99 VERSION 2003:*

$S_h \leq \min [1.5a; 30cm]$.

$S_h \leq A_h / 0.003.b_0$.

✓ *Selon le CBA 93:*

$S_h \leq \min [0.9d ; 40cm]$.

$$S_h \leq \frac{A_h 0.9 f_e}{\gamma_s b.(\tau_u - 0.3 f_{t28})}$$

$$S_h \leq \frac{A_h . f_e}{0.4 b_0}$$

b. Contraintes limites de cisaillement:

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$\tau_b = \overline{V} / b.d \leq \overline{\tau_b} = 0.2\, f_{c28}$ ►► **Art 7.7.2◄◄ RPA 93 VERSION2003**

$\overline{V} = 1.4 V_{calculé.}$

$$\tau_b = \begin{cases} 3.26MPa & (fissuration\ préjudiciable). \\ 4.34MPa & (fissuration\ peu\ nuisible). \end{cases}$$

b_0 **:** longueur de 1m de voile.

d : hauteur brute (l'épaisseur du voile).

c. Le diamètre des armatures horizontales:

$\varphi_h \leq 1/10.a$

d. Calcul des armatures horizontales:

Horizontalement le voile équilibrera l'effort tranchant provenant des efforts sismiques.

Les calculs de détermination des armatures horizontales pour équilibrer l'effort tranchant ont donné des résultats très faibles, inférieurs aux sections minimales exigées par le RPA 99 VERSION2003.

Ainsi; on adoptera les sections minimales du RPA 99 VERSION2003; à savoir :

$A_h \geq 0.003.S_h.b_0 = 1.01cm^2$ **(CBA 93).**

$A_h \geq 0.4.Sh.b_0 / fe = 0.6\ cm^2$.

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau

Tableau V.17 Armatures horizontales des trumeaux (sens x ; L= 1.15m)

Voile	T (KN)	$\overline{T}$ (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_b}RPA$ (MPa)	$\overline{\tau_b}CBA$ (MPa)	S_h (cm)		S_h choisi (cm)	ϕ_{max} (cm)	A_h min RPA (cm^2)	A_h choisit (cm^2)
						RPA	CBA		RPA		
A	867.73	1214.822	1.83	5	2.307	22,5	40	20	1,5	7.87	6HA14 = 9.24

D. Voiles avec ouvertures

D.1. Ferraillage des trumeaux:

- ***Armatures verticales***:

Type1: fenêtre

Etat Limite Ultime:

Tableau V.17 Armatures verticales des trumeaux (sens x ; L= 1.15m)

Voile	S (m2)	L (m)	N (KN)	M (KN.m)	A_{cal} (cm2)	A_{min} CBA	A_{min} RPA	Sv	Choix des barres
B	0.15*1.15 = 0.1725	1.15	860.69	516.56	5.2	2.587	1.725	20	2 × (6HA12) =6.79

Etat Limite Service:

Tableau V.16: vérification des contraintes a L'ELS des trumeaux

Voile	S (m2)	L (m)	N_{ser} (KN)	Mser (KN.m)	A adoptée (cm2)	**σb (MPa)**	**σs (MPa)**	Vérif.
B	0.1725	1.15	438.98	28.63	6.79	3.0	45	c.v.

- ***Armatures horizontales***

Tableau V.18: Armatures horizontales des trumeaux (sens x ; L= 1.15m)

voile	T (KN)	$\overline{T}$ (KN)	τ_u (MPa)	τ_b (MPa)	$\overline{\tau_b}$ (MPa)	S_h (cm)		S_h choisi (cm)	ϕ_{max} (cm)	A_h min RPA (cm²)	A_h choisie (cm²)
						RPA	CBA		RPA		
B	337.5	472.5	2.17	3.043	5	22,5	40	20	1,5	2.58	2*(6HA8) =2*(3.02)

Type2: porte

- ***Armatures verticales***:

Etat Limite Ultime:

Tableau V.16: Armatures verticales des trumeaux (sens x ; L= 1.10m)

Voile	S (m2)	L (m)	N (KN)	M (KN.m)	A_{cal} (cm2)	A_{min} CBA	A_{min} RPA	Sv	Choix des barres
C	0.15*1.10 = 0.165	1.10	1029.01	300.01	5.0	1.65	2.48	20	2*(2HA16) = 2*(6.79)

Etat Limite Service:

Tableau V.17: Valeurs des contraintes à l'état limite de service

Voile	S (m2)	L (m)	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	A adoptée (cm^2)	σb (MPa)	σs (MPa)	Vérif.
C	0.165	1.10	295.05	27.61	6.79	2.4	35.1	c.v.

- ***Armatures horizontales :***

Tableau V.18: Armatures horizontales des trumeaux (sens x ; L= 1.15m)

voile	T (KN)	$\overline{T}$ (KN)	τ_u (MPa)	τ_b (MPa)	$\overline{\tau_b}$ (MPa)	S_h (cm)		S_h choisi (cm)	ϕ_{max} (cm)	A_h min RPA (cm^2)	A_h choisie (cm^2)
						RPA	CBA		RPA		
C	394.31	552.034	2.65	3.71	5	22,5	40	20	1,5	2.48	2*(6HA8) =2*(3.02)

V.4.7. Ferraillage du linteau

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. Elles sont sollicitées en flexion simple comme les poutres, et on le vérifie avec les règlements en vigueur (CBA 93, RPA 99)

V.4.7.a. Recommandation des règlements

❖ **Selon le CBA 93**

Même conditions que pour les poutres.

❖ **Selon le RPA 99**

Contrainte limite de cisaillement (RPA99 Art 7.7.2)

$$\tau_b \leq \overline{\tau}_b = 0{,}2\, f_{c28}$$

Où: $$\tau_b = \frac{\overline{T}}{b_0.d} \quad \text{avec:} \quad \overline{T} = 1{,}4.\, T_{calculée}$$

- b_0: épaisseur du linteau.
- d: hauteur utile. d=0,9h.
- T_u: effort tranchant ultime.

➢ Ferraillage des linteaux

✓ **Premier cas: $\tau_b \leq 0{,}06\, f_{c28}$**

- ***Aciers longitudinaux***

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule:

$$A_t \geq \frac{M}{Z.f_e} \quad \text{Avec} \quad Z=h-2d'$$

- **M**: moment du à l'effort tranchant : ($\overline{T}$ =1,4T)
- **h**: hauteur totale du linteau.
- **d**: distance d'enrobage.

- ***Aciers transversaux***
  - **Premier sous cas:** linteau long (λ_g=l/h > 1)

On a $S_t \leq \dfrac{A_t . f_e . z}{\overline{T}}$

- S_t : Espacement entre les armatures transversales.
- $\mathbf{A_t}$: section d'armatures transversales.
- **L**: portée du linteau.
- Z = h – 2 d'

  - **Deuxième sous cas:** linteau courts (λ_g=l/h ≤ 1)

On doit avoir:

$$S_t \leq \frac{A_t . f_e . L}{T + A_t . f_e}$$

$$T = \min(T_1, T_2) \; ; \; T_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}} \; ; \; T_2 = 2.T_u$$

Avec :

M_{ci} , M_{cj}: Moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " L_{ij} ", est calculés par:

$$M_c = A_1 . f_e . Z \quad \text{Avec:} \quad Z = h - 2d'$$

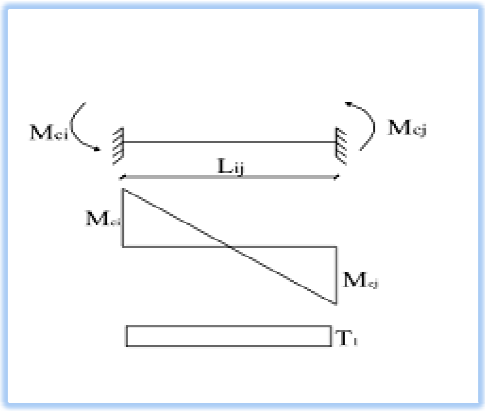


Figure V.10. : Moment et effort tranchant résistants dans le linteau.

✓ **Deuxième cas: $\tau_b > 0{,}06\ f_{c28}$**

Dans ce cas il y a lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (supérieur et inférieur), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant les minimum réglementaires.

Les efforts (M, T) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule:

$$A_D = \frac{T}{2 f_e \sin \alpha}$$

Avec : $tg_\alpha = (h-2d)/l$

Et T=Tu calcul (sans majoration)

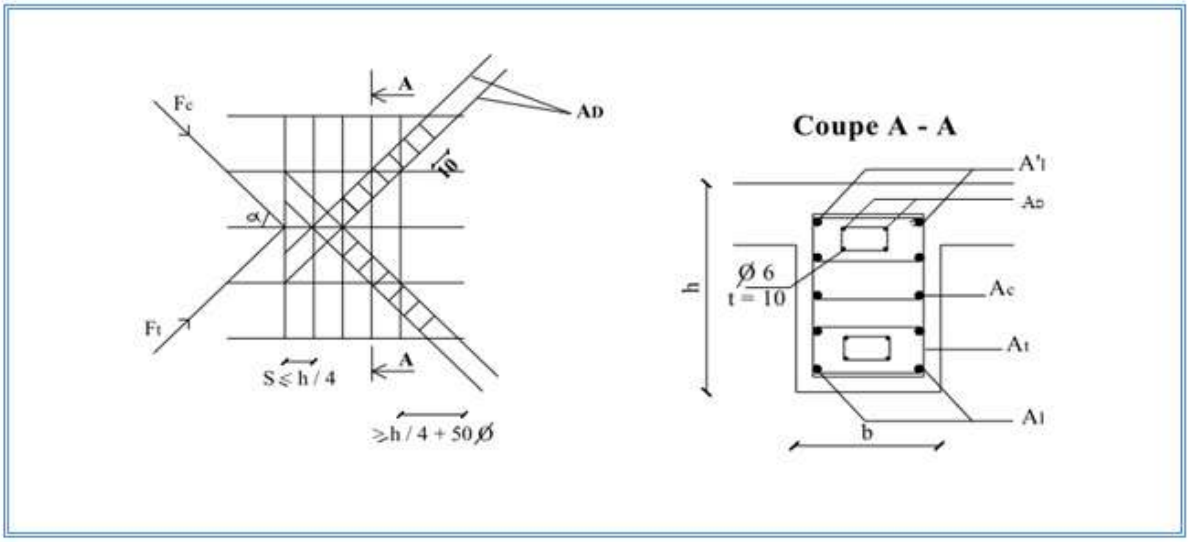


Figure V.11 : Armatures de linteaux.

❖ **Ferraillage minimal:**

✓ ***Selon le RPA 9, on a:***

$A_l \geq 0{,}15\,\% \, b.h$

$A_c \geq 0{,}2\,\% \, b.h$

$A_D = 0$ Si $\tau_b \leq 0{,}06\ f_{c28}$

$A_D = 0{,}15\,\% \, b.h$ Si $\tau_b > 0{,}06\ f_{c28}$

$A_t \geq 0{,}15\,\% \, b.s$ Si $\tau_b \leq 0{,}025\ f_{c28}$

$A_t \geq 0{,}25\,\% \, b.s$ Si $\tau_b > 0{,}025\ f_{c28}$

V.4.7.b. Calcul du ferraillage longitudinal :

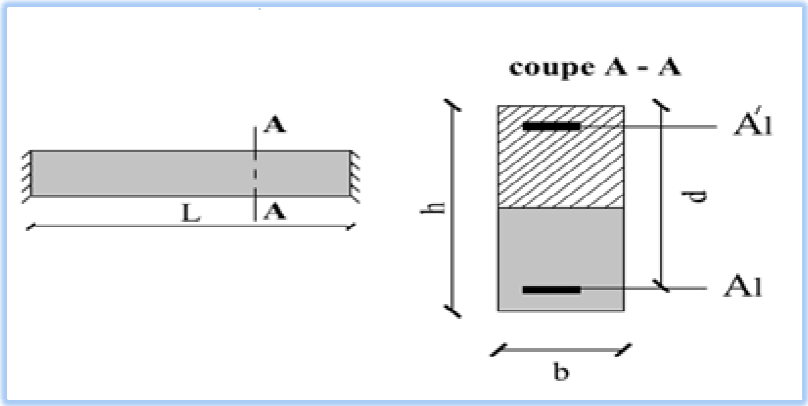


Figure V.12 : Section du linteau.

D.2 Calcul des linteaux :

Type 1 : fenêtre

Tableau V.22: Valeurs des contraintes de cisaillement des linteaux

	h (m)	a (cm)	L (m)	T KN	$\overline{T}$ KN	τ MPa	τ≥0.06xfc28 =1.5	S_t cm
RDC	2.17	15	1.20	619.64	867.49	2.96	Traction / compression	15

- **Les armatures diagonales :**

Tableau V.25. Calcul les armatures diagonales

	$A_{D\ cal}$ ($cm^{2)}$	$A_{choisit}$ (cm^2)	S_t cm
RDC	8.85	8HA14=12.32	15

Ferraillage minimale :

a) Armatures longitudinales et de peau :

Tableau V.25. Calcul les armatures longitudinales et les armatures de peaux

	$A_{l\ cal}$ ($cm^{2)}$	$A_{l\ choisit}$ (cm^2)	$A_{c\ cal}$ ($cm^{2)}$	$A_{c\ choisit}$ (cm^2)	S_t cm
RDC	4.88	6HA12= 6.79	6.51	11HA12= 12.44	20

b) Armatures transversales :

Tableau V.25. Calcul les armatures transversales

	$A_{t\ cal}$ ($cm^{2)}$	$A_{t\ choisit}$ (cm^2)	S_t cm
RDC	0.56	2HA8= 1.01	20

Type 2 : porte

Tableau V.22: Valeurs des contraintes de cisaillement des linteaux

	h (m)	a (cm)	L (m)	T KN	$\overline{T}$ KN	τ MPa	τ≥0.06xfc28 =1.5	S_t cm
RDC	1.53	15	1.30	620.32	868.44	4.20	Traction / compression	15

- **Les armatures diagonales :**

Tableau V.25. Calcul les armatures diagonales

	$A_{D\ cal}$ ($cm^{2)}$	$A_{choisit}$ (cm^2)	S_t cm
RDC	10.18	8HA14=12.32	15

Ferraillage minimale :

c) Armatures longitudinales et de peau :

Tableau V.25. Calcul les armatures longitudinales et les armatures de peaux

	$A_{l\ cal}$ ($cm^{2)}$	$A_{l\ choisit}$ (cm^2)	$A_{c\ cal}$ ($cm^{2)}$	$A_{c\ choisit}$ (cm^2)	S_t cm
RDC	3.44	6HA12= 6.79	4.59	8HA12= 9.05	20

d) Armatures transversales :

Tableau V.25. Calcul les armatures transversales

	$A_{t\ cal}$ ($cm^{2)}$	$A_{t\ choisit}$ (cm^2)	S_t cm
RDC	0.56	2HA8= 1.01	20

Chapitre 6

VI.1. INTRODUCTION

Une fondation est l'organe intermédiaire entre la structure et le sol. Elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

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

Les principales fonctions que doivent remplir les fondations sont :

- ❖ Reprendre sans subir de dommages les charges et surcharges ou plus exactement la combinaison de ces dernières amenées par la superstructure.
- ❖ Transmettre ces sollicitations au sol (dit de fondation) dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VI.2. Charge admissible au sol

La charge admissible au sol est une quantité déterminée par un bureau d'étude technique Spécialisé; c'est donc une donnée du problème au moment de la conception des semelles en béton armé. Donc, il est nécessaire de connaître la valeur de la contrainte admissible *sol* s de notre sol, dans le but d'une " étude prévisionnelle" on doit justifier le type de fondation correspondante $\overline{\sigma_{sol}} = 0.2\text{MPa}$.

VII.3. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend de

- ✓ La capacité portante du terrain de fondation.
- ✓ La distance entre axes des poteaux et des voiles.
- ✓ Les charges transmises par la superstructure.
- ✓ L'économique et la facilité de mise en œuvre.

Les différents types des fondations choisis pour notre structure sont

- ✓ Semelles isolées sous poteaux carrés.
- ✓ Semelle filante sous poteaux

- ✓ Semelle filante sous voile périphérique
- ✓ Semelles filantes sous voiles.

VI.4. Efforts transmis par les fondations

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- ❖ Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- ❖ Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- ❖ Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VI.5. Calcul des fondations

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage (la portance du sol) l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

- ❖ σ_{sol} : Contrainte du sol.
- ❖ S : Surface de la fondation.
- ❖ N : Charge de la superstructure calculée par la combinaison [G+Q].

- ✓ **Notion des bulbes de pression:**

La charge d'une semelle se diffuse dans le sol entrainent des pressions dans les couches sous-jacentes jusqu'à une certaine profondeur (variable suivant le type de

fondation),si on trace les courbes d'égale pression on obtient un bulbe des pressions, ce qui permet de savoir quelles couches de sol sont touchées par ces pressions.

VI.5.1. calcul des Semelles isolée sous poteaux

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a/b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$ (Figure.VI.1)

Nous avons des poteaux carrés : a = b donc A = B => $S = A^2$

a : Petit côté du Poteau

b : Grand côté du Poteau

$d \geq \frac{B-b}{4}$

$e \geq \frac{h}{2}$ à $\frac{h}{3}$

c : l'enrobage de la semelle =5cm

S est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}}\right]$

Avec : $A = \sqrt{S}$ et σ_{sol} = 2.0 bars = 0,2 MPa

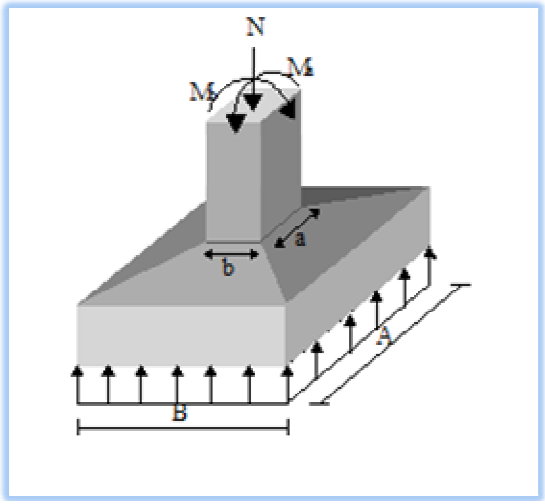


Figure VI.1 : Semelle isolée sous poteau

Hauteur du patin : $\frac{h}{3} \leq e \leq \frac{h}{2}$ et $e \geq 6\varphi + 6$

Hauteur utile: $d \geq \text{Max}\left(\frac{A-a}{4}; \frac{B-b}{4}\right)$

VI.5.1.1. Dimensionnement des semelles isolées sous poteaux

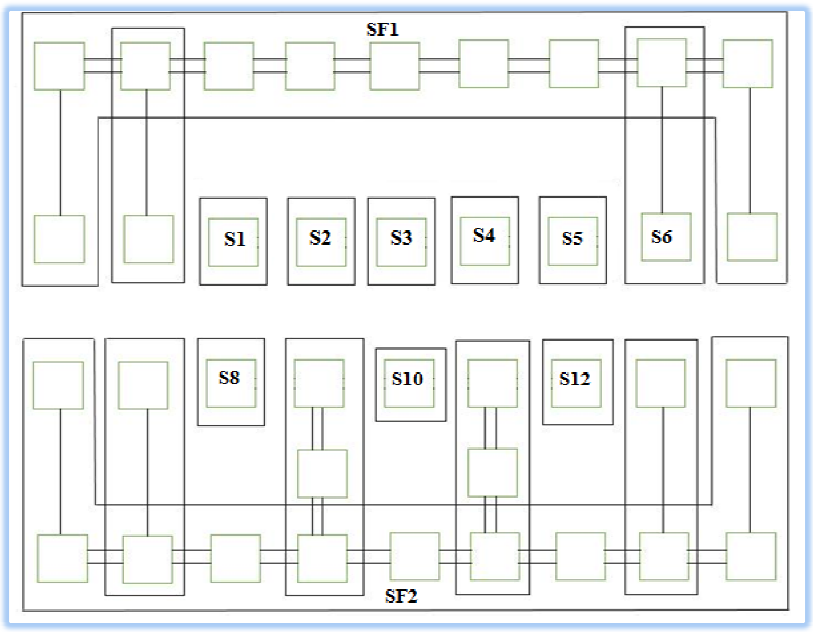


Figure VI.2: Représentation initiale des semelles

Situation durable (γs= 1,15)

$\bar{\sigma}_{sol}$ = 2 bars = 0.2 MPa

Aciers FeE 400

Béton f_{c28} = 25 MPa

L'enrobage : d=3 cm

Site catégorie : S_3

a = 50 cm, b = 50 cm,

- **E.L.S :**
  - **Semelle 1:** N_{ser}= 782.62KN

    A=B= $\sqrt{\frac{Nser}{\bar{\sigma}sol}} = \sqrt{\frac{782.62*10^3}{0.2*10^6}}$ = 1.97 m → **on adopte: A= B =2.00 m**
  - **Semelle 2:** N_{ser}= 1010.28 KN

    A=B= $\sqrt{\frac{Nser}{\bar{\sigma}sol}} = \sqrt{\frac{1010.28*10^3}{0.2*10^6}}$ = 2.24 m → **on adopte: A= B =2.30 m**
  - **Semelle 3:** N_{ser}= 1149.61 KN

A=B= $\sqrt{\frac{Nser}{\bar{\sigma}sol}}$ = $\sqrt{\frac{1149.61*10^3}{0.2*10^6}}$ = 2.39 m → **on adopte: A= B =2.40 m**

- **Semelle 4:** N_{ser}= 998.7 KN

A=B= $\sqrt{\frac{Nser}{\bar{\sigma}sol}}$ = $\sqrt{\frac{998.7*10^3}{0.2*10^6}}$ = 2.23 m → **on adopte: A= B =2.30 m**

- **Semelle 5:** N_{ser}= 781.26 KN

A=B= $\sqrt{\frac{Nser}{\bar{\sigma}sol}}$ = $\sqrt{\frac{781.26*10^3}{0.2*10^6}}$ = 1.97m → **on adopte: A= B =2.00 m**

- **Semelle 6:** N_{ser}= 757.92 KN

A=B= $\sqrt{\frac{Nser}{\bar{\sigma}sol}}$ = $\sqrt{\frac{757.92*10^3}{0.2*10^6}}$ = 1.94 → **on adopte: A= B =2.00 m**

Tableau VI.1 : Dimensionnement des Semelles isolés. Selon sens X

N°	Cas	Ni (KN)	a = b (m)	A = B (m)	$A_{adoptée}$ (m)	$B_{adoptée}$ (m)	h (m)
1	ELS	782.62	0.5	1.97	2.00	2.00	0.45
2	ELS	1010.28	0.5	2.24	2.30	2.30	0.50
3	ELS	1149.61	0.5	2.39	2.40	2.40	0.55
4	ELS	998.70	0.5	2.23	2.30	2.30	0.50
5	ELS	781.26	0.5	1.97	2.00	2.00	0.45
6	ELS	757.92	0.5	1.94	2.00	2.00	0.45

NB : la valeur de X calculer par la formule suivante : X=Li-1,5B'/2-1,5B/2 cette dernière ne doit pas dépasser 40cm.

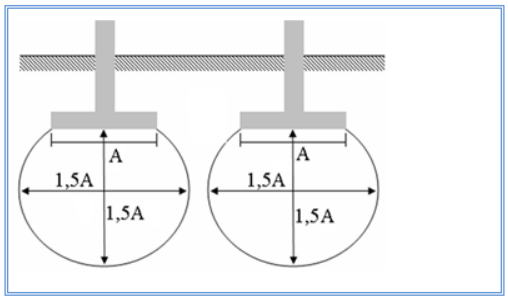


Figure VI.3 : Les bulles de pression.

VI.5.1.2 .Vérification de chevauchement entre les semelles isolées

- L : distance entre deux semelles,
- C : largeur de la semelle

Tableau VI.2 : vérification de chevauchement entre les semelles suivant l'axe-X isolées

Sens	Semelle	L (m)	C1 (m)	C2 (m)	1.5x (C1+C2)/2	L ≥1.5x (C1+C2)/2
X	S_1- S_2	3.5	2.00	2.30	3.225	non chevaucher
	S_2-S_3		2.30	2.40	3.525	Chevaucher
	S_3-S_4		2.40	2.30	3.525	Chevaucher
	S_4-S_5		2.30	2.00	3.225	Non Chevaucher
	S_5-S_6		2.00	2.00	3.00	Non Chevaucher
	S_8-S_9		2.00	2.00	3.00	Non Chevaucher

❖ **Conclusion :**

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a un chevauchement entre les semelles, donc on passe à l'étude des semelles filantes.

Les autres semelles isolées

- **Dimensionnement des semelles isolées sous poteaux**

Les semelles S8, S10, S12

Tableau VI.3 : Dimensionnement des Semelles isolés. Selon sens X

N°	Cas	Ni (KN)	a = b (m)	A = B (m)	$A_{adoptée}$ (m)	$B_{adoptée}$ (m)	h (m)
8	ELS	757.92	0.5	1.94	2.00	2.00	0.45
10	ELS	780.44	0.5	1.97	2..00	2.30	0.45
12	ELS	755.73	0.5	1.94	2.00	2.40	0.45

- **Vérification de chevauchement entre les semelles isolées**

Tableau VI.4 : vérification de chevauchement entre les semelles suivant l'axe-X isolées

Sens	Semelle	L (m)	C1 (m)	C2 (m)	1.5x (C1+C2)/2	L ≥1.5x (C1+C2)/2
X	S_7- S_8	3.5	1.60	2.00	2.7	non chevaucher
	S_8-S_9		2.00	2.00	3.00	non chevaucher
	S_9-S_{10}		2.00	2.20	3.15	non chevaucher
	S_{10}-S_{11}		2.00	2.00	3.00	non chevaucher
	S_{11}-S_{12}		2.00	2.00	3.00	non chevaucher
	S_{12}-S_{13}		2.00	1.60	2.7	non chevaucher

❖ **Conclusion :**

D'après ces résultats, on remarque qu'il n'ya pas de chevauchement entre les semelles.

- **Vérification des contraintes a l'ELS :**

$$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}} = \frac{N}{Schosit} \leq 0.2$$

$N = N_{ser} + P_{remblai} + P_{semelle}$

Tableau VI.5: vérification des contraintes a l'ELS

Semelle	N_{ELS} (kN)	N (kN)	B (m)	σ (MPa)	σ_{sol} (MPa)	Vérifs.	B (m)	σ (MPa)	σ_{sol} (MPa)	Vérifs.
S1	757.92	852.257	2.00	0.21	0.2	c.n.v.	2.2	0.17	0.2	c.v.
S2	780.44	883.623	2.20	0.18	0.2	c.v.	-	-	-	-
S3	755.73	839.09	2.00	0.21	0.2	c.n.v.	2.2	0.19	0.2	c.v.

On adopte les sections des semelles isolées suivantes :

S1 : (2.2*2.2*0.50) cm ^{3}

S2 : (2.2*2.2*0.50) cm^3

S3 : (2.2*2.2*0.50) cm^3

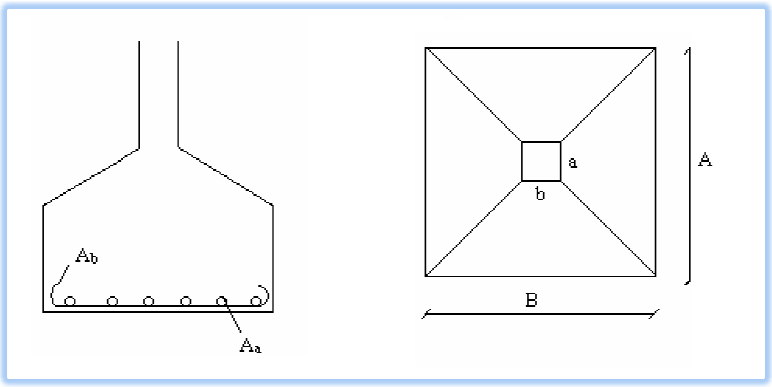


Figure VI.4 : Schéma équivalent de Semelle isolée sous poteau.

- **Ferraillage de la semelle**

Suivant A

ELU

On a:

✓ **S1:**

$$\mathbf{d_b = \frac{B-b}{4}} = \frac{220-50}{4} = 42.5\text{cm} \rightarrow \mathbf{d_b} = 45\text{ cm}$$

$$\mathbf{d_a = d_b - \Phi} = 44\text{cm}$$

$$\mathbf{h_t = d_b + d + \frac{\Phi}{2}} = 48.6 \rightarrow \quad \mathbf{h_t} = 50\text{cm}$$

$$A_a = \frac{1031.74\ 10^3 * (2.2-0.5)}{8 * 348\ 10^6 * 0.44} = 14.31\ \text{cm}^2$$

ELS

N_{ser}= 757.92 K.N

Fissurations préjudiciables → $\bar{\sigma}_{sol}$=201,63 MPa

$$A_a = \frac{757.92\ 10^3 * (2.2-0.5)}{8 * 201{,}63\ 10^6 * 0.44} = 18.15\ \text{cm}^2$$

On adopte: A_a= 18.15cm^2 → 12HA14= 18.47cm^2

St= 15cm

Suivant B

ELU

$$A_b = \frac{1031.74\ 10^3 * (2.2-0.5)}{8 * 348\ 10^6 * 0.45} = 14.00\ \text{cm}^2$$

ELS

$$A_b = \frac{757.92\ 10^3 * (2.2-0.5)}{8 * 348\ 10^6 * 0.45} = 17.75\ \text{cm}^2$$

On adopte: A_b= 17.75cm^2 → 12HA14= 18.47cm^2

St= 15cm

On fait le ferraillage des autres semelles isolée avec la même méthode et pour cela, les résultants sont dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.6 : ferraillage des semelles isolées.

Semelle	N_{ELU} (kN)	N_{ELS} (kN)	d_b (cm)	d_a (cm)	Suivant A			Suivant B			St
					A_a ELU (cm^2)	A_a ELS (cm^2)	A_a adoptée (cm^2)	A_b ELU (cm^2)	A_b ELS (cm^2)	A_b adoptée (cm^2)	
S1	1031.74	757.92	45	44	14.31	18.15	10HA16 =20.11	14.00	17.75	10HA16 =20.11	15
S2	1064.03	780.44	45	44	14.76	18.69	10HA16 =20.11	14.00	18.28	10HA16 =20.11	15
S3	1028.74	755.73	45	44	14.27	18.10	10HA16 =20.11	13.65	17.70	10HA16 =20.11	15

- **Vérification des longueurs de scellement**

La contrainte admissible d'adhérence τs= 2.8 MPa.

La longueur de scellement égale à :

$$ls = \frac{\emptyset \,.\, fe}{4 \,.\, \tau s}$$

$$ls = 42.85$$

Donc :

Toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des ancrages courbés (crochets).

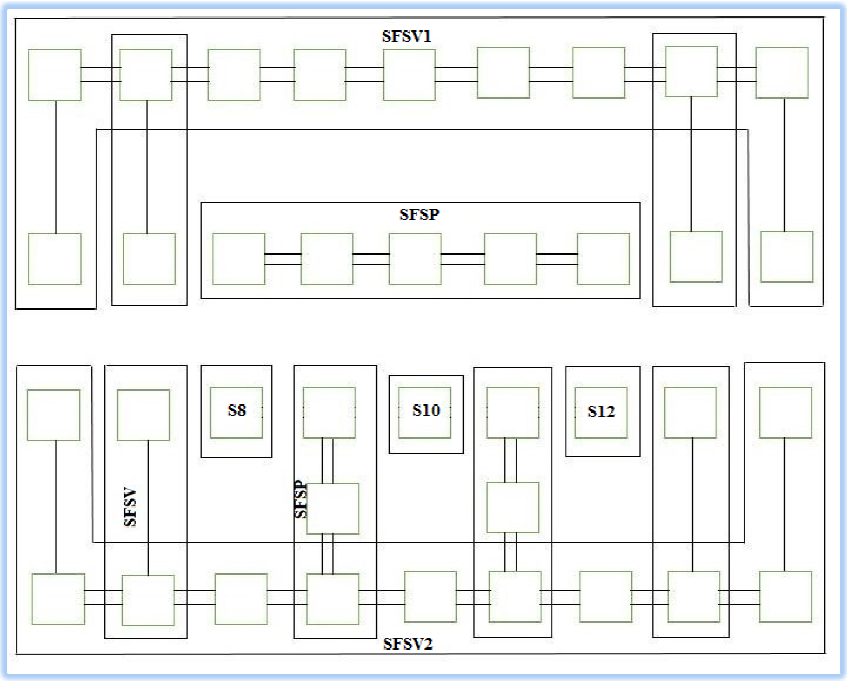


Figure VI.5: Représentation finales des semelles

VI.5.2. calcul des Semelles filantes

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

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

VI.5.2.1 Semelles filantes sous voile :

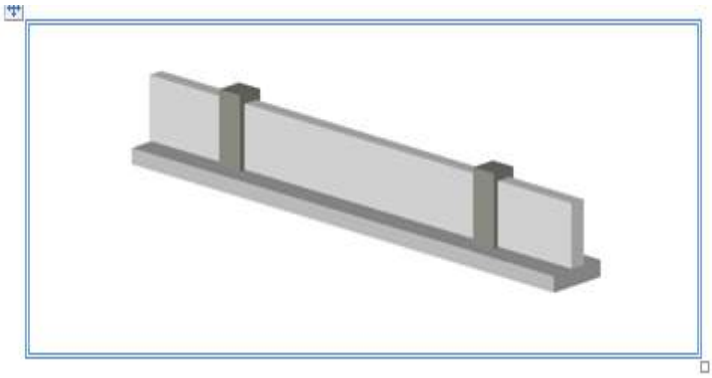


Figure VI.6 : Schéma d'une semelle filante sous voile

VI.5.2.1.1. Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{\sum N}{L} ; Nm = \frac{\sum M}{L}$$

Avec :

- ∑N : est la somme des efforts normaux,
- ∑M est la somme des moments,
- L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante se déterminent respectivement comme suit :

$$B \geq \frac{N}{1000 .\sigma_{sol}} \quad , d \geq \frac{B-b}{4} , h = d+c+\frac{\phi}{2}$$

Après les calculs et les vérifications des dimensionnements en tenant comptent le poids de remblais, les résultats de dimensionnement sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau.VI.7: Dimensionnement des semelles filantes sous voiles.

	NELS/ml (kN)	L(m)	B(m)	h(cm)	σ_{adm}	σ	vérification
Ssv1	1579.712	6.2	1.27	25	2.0	1.00	cv

VI.5.2.2. Semelles filantes sous poteaux

a. Dimensionnement des semelles sous poteaux

- **Semelle filantes sous cinq poteaux dans le sens x**

On doit vérifier l'inégalité suivante :

$$S=B*L \geq \frac{\sum N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$B=\frac{\sum N_{ser}}{L*\sigma_{sol}}$$

La hauteur de semelle :

- $h \geq \frac{B-b}{4} + c$
- d=h-c
- $C = 3\ cm$

Tableau VI.8: Dimensionnement des Semelles filantes sous poteaux.

Semelle	L (m)	N (kN)	b_{pot} (cm)	B_{cal} (m)	B_{adop} (m)	d (cm)	H (cm)
SFSP	14.00	4722.47	50	1.68	1.70	42	45

b. Vérification de contrainte a L'ELS :

$$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorce\ poteau} + P_{remblais}}{S_{choisi}} \leq \sigma_s$$

N_{ser}= 4722.47 kN

$P_{semelle}$= L*B*h*ρ_{beton} = 14*1.70*0.45*25= 267.75KN

$P_{amorcepoteau}$ = a*b*h'*ρ_{beton}= 0 (l'encrage H=0)

$P_{remblais}$= L*B*h''*γ_{sol}= 0

σ = 0.17 ≤ σ_s= 0.20MPa ……. **(c.v)**

c. Ferraillage des semelles filantes :

Le calcul de ferraillage est fait pour une longueur L par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suite le maximum des deux résultats.

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

$$\mathbf{L= \frac{li+l(i+1)}{2}+b}$$

❖ **Armatures principales :**

$$A = N\left(1 + \frac{3e_0}{B}\right)\frac{(B-b)}{8d\sigma_s} \quad ; \quad esc = \frac{A-2e-\emptyset_b}{(n-1)}$$

❖ **Armatures de répartition :**

$$A = \frac{A(cm^2)*B(m)}{4}; \quad esc = \frac{A-2e-\emptyset_b}{(N-1)}$$

Avec :

- ✓ n: étant le nombre de barres
- ✓ [σ_s]= 348 MPa à l'ELU.
- ✓ [σ_s] = 202 MPa à l'ELS.

1. Sous poteaux :

⇒**Armatures principales** :

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.9: Calcul des armatures principales

Semelle	NELS/ml (kN)	Nu (kN.m)	b (m)	B (m)	A_{ser} (cm2)	Au (cm^2)	$A_{rép\ cal}$ /ml (cm^2)
Sf1	1149.61	1568.04	0.50	1.64	55.177	47.112	13.46

- **Récapitulation:**

Tableau VI.10: le ferraillage final de filante SF1 sous poteaux

	$A_{pri\ finale}$ (cm^2)	$A_{rép\ finale}$ (cm^2)	S_{pri}(cm)	$S_{rép}$ (cm)
Sf1	**36HA14**=55.42	**12HA12= 13.57**	15	10

Tableau VI.11 : longueur de scellement

Semelle	Ø (mm)	ls	B /8	B /4	Ancrage
S1	12	42.85	21.00	42.00	courbe ou rectiligne

Toutes les barres doivent être prolonge jusqu'aux extrémités mais peuvent ne pas comporter de crochet

➢ Semelle filantes sous trois poteaux dans le sens y :

On doit vérifier l'inégalité suivante :

$$S=B*L \geq \frac{\sum N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$B=\frac{\sum N_{ser}}{L*\sigma_{sol}}$$

La hauteur de semelle :

- $h \geq \frac{B-b}{4} + c$
- d=h-c
- $C = 3\ cm$

Tableau VI.12 : Dimensionnement des Semelles filantes sous poteaux.

Semelle	L (m)	N (kN)	b_{pot} (cm)	B_{cal} (m)	B_{adop} (m)	d (cm)	H (cm)
SFSP	6.2	1476.74	50	1.19	1.20	22	25

d. Vérification de contrainte a L'ELS :

$$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorce\ poteau} + P_{remblais}}{S_{choisi}} \leq \sigma_s$$

N_{ser}= 1476.74kN

$P_{semelle}$= L*B*h*ρ_{beton} = 6.2*1.20*0.25*25= 46.50KN

$P_{amorcepoteau}$ = a*b*h''*ρ_{beton}= 0 (l'encrage H=0)

$P_{remblais}$= L*B*h'''*γ_{sol}= 0

σ = 0.10≤ σ_s= 0.20MPa ……. **(c.v)**

e. Ferraillage des semelles filantes :

Le calcul de ferraillage est fait pour une longueur L par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suite le maximum des deux résultats.

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

$$\mathbf{L = \frac{li + l(i+1)}{2} + b}$$

❖ **Armatures principales :**

$$A = N\left(1 + \frac{3e_0}{B}\right)\frac{(B-b)}{8d\sigma_s} \quad ; \quad esc = \frac{A - 2e - \emptyset_b}{(n-1)}$$

❖ **Armatures de répartition :**

$$A = \frac{A(cm^2) * B(m)}{4}; \quad esc = \frac{A - 2e - \emptyset_b}{(N-1)}$$

- ✓ Avec : MPa à l'ELS.

2. Sous poteaux :

⇒**Armatures principales** :

- ✓ n: étant le nombre de barres
- ✓ $[\sigma_s]$= 348 MPa à l'ELU.
- ✓ $[\sigma_s]$ = 202 Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.13 : Calcul des armatures principales

Semelle	**NELS/ml (kN)**	**Nu (kN.m)**	**b (m)**	**B (m)**	**A_{ser} (cm2)**	**Au (cm^2)**	**$A_{rép\ cal}$ /ml (cm^2)**
Sf1	797.21	1083.96	0.50	1.13	32.158	23.022	7.63

- **Récapitulation:**

Tableau VI.14 : le ferraillage final de filante SF1 sous poteaux

	$A_{pri\ finale}$ (cm^2)	$A_{rép\ finale}$ (cm^2)	S_{pri}(cm)	$S_{rép}$ (cm)
Sf1	21HA14=32.33	9HA10=7.70	13	10

Tableau VI.15 : Longueur de scellement

Semelle	Ø(mm)	ls	B /8	B /4	Ancrage
S1	12	42.85	14.125	28.25	courbe ou rectilign e

Toutes les barres doivent être prolonge jusqu'aux extrémités mais peuvent ne pas comporter de crochet

f. **Ferraillage longitudinale** (La poutre de libage)

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

Il faut vérifier l'inégalité suivant :

$$l \le \frac{\pi}{2} l_e \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.B}}$$

- E : Module d'élasticité du béton (E = 10818,86 MPa).
- L : La plus grande travée dans la fille
- K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 Kg/cm^3).
- I : Moment d'inertie de la semelle ($I = \frac{B.h_p^3}{12}$ avec h_p : la hauteur de la poutre de libage)

$$h_p \ge \sqrt[3]{\frac{48.l^4.K}{\pi^4.E}} = 0{,}75\,m$$

Tableau.VI.11. Détermination de la hauteur de libage des semelles sous poteaux.

N°	b (m)	l (m)	l_e (m)	h_p (m)	I (m^4)	d (cm)	d $\le$ $\pi/4.\ l_e$	$\frac{\pi}{2} l_e (m)$	$l \le \frac{\pi}{2} l_e$
SF1	0.5	2,90	2,33	0.80	0,011	0,70	C.V	3,65	C.V

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

$$q = \frac{\sum N_i}{B.L} (KN/m^2)$$

Avec :

- $\sum N_i$: la somme des efforts normaux.
- L : La longueur totale de la semelle.

On obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (KN/m^2).

Les valeurs de q sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau.VI.15. Détermination des valeurs de q des semelles filantes sous poteaux.

N°	Ni (SER) (KN)	Ni (ELU) (KN)	B (m)	L (m)	q_{ult} (KN /ml)	q_{ser} (KN / m²)
SF1	502,32	731,74	1,50	3,20	152,44	104,65

❖ **Remarque :** le calcul est fait pour une bonde de1 mètre linéaire.

Tableau.VI.16. Ferraillage longitudinale à l'ELU de la poutre de libage.

N°	Position	Mu (KN /m)	d (cm)	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
SF1	**En travées**	165,85	65	0	7,62	**3HA16+3HA14**=10,65
	En appuis	133,95		0	6,11	**6HA12**=6,78

a. Armatures de peau:

Pour les poutres dépassants une hauteur h_p (avec $h_p \geq 2(80 - f_e/10)$) il y'a un risque d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées, dans notre cas on a $h_a \geq 80$ cm(F_e =400 MPa), donc il y'a lieu de prévoir des armatures de peau d'au moins 3cm²/m (fissuration préjudiciable),posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

b. Vérification des contraints à l'ELS :

Les vérifications des contraints des deux blocs est résumé dans les tableaux suivants :

Pour le béton: $\overline{\sigma_b} = 15\,MPa$

Pour l'acier: $\overline{\sigma_s} = Min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\rho . f_{t28}}\right] = 202\,MPa$ fissuration préjudiciable.

Tableau.VI.17. Vérification des contraints à L'ELS.

N°	Section	M_{ser} (KN /m)	A adopté (cm^2)	Y (m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)
SF1	**travées**	113,85	10,65	0,191	5,10	182,4
	appuis	66,97	6,78	0,158	3,50	164,6

Toutes les vérifications sont vérifiées, donc on garde la section d'acier de l'ELU

c. Vérification de l'effort de tranchant :

Tableau.V.18. Vérification de l'effort de tranchant.

N°	Section	Vu (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}u$ (MPa)	Vérification
SF1	40x70	243,90	0,93	1,16	C .V
SF3	40x90	332,91	0,97	1,16	C .V

d. Armatures transversales :

Tableau.VI.19. Calcul des armatures transversales de la poutre de libage et leur espacement.

	CBA 93		RPA 99			$A_{t\ choisi}$ et $S_{t\ choisi}$	
τ_u (MPa)	A_t (cm^2)	S (nodale) (cm)	S' (courante) (cm)	A_t (cm^2)	S (nodale) (cm)	$A_{t\ choisi}$ (cm^2)	$S_{tchoisi}$ (cm)
0,97	4,71	10	15	1,80	10	**6HA10**=4,71	15

e. Vérification de la flèche : (CBA93)

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

Tableau.VI.20. Vérification de la flèche pour la poutre de libage.

	L(m)	h(cm)	h/L	1/16	Vérif.1	$M_t/(10M_0)$	Vérif.2	$A/(b_0.d)$	4,2/fe	Vérif.3

Poutre de libage	4,85	90	0,185	0,0625	C.V	0,054	C.V	0,004	0,0105	C.V

VI.5.2.3. Semelles filantes sous voiles périphériques :

a. Dimensionnement:

***Tableau.VI.16*:** Dimensionnement et vérification des contraintes des semelles filantes sous voiles périphérique.

	NELS/ml (kN)	**L (m)**	**B (m)**	**h (cm)**	σ_{adm}	**σ**	**B (m)**	**σ**	σ_{adm}	**vérification**
SFsv1	11192.143	30.35	1.84	40	2.0	5.74	1.9	1.93	2.1	cv
Ssv2	8857.275	30.35	1.45	30	2.0	2.27	1.9	1.95	2.1	cv

❖ **Remarque :**

Pour faciliter la réalisation des semelles filantes sous voile périphérique on adopte le même dimensionnement et le même ferraillage pour toutes les autres semelles par l'effort le plus défavorable(SF1).

a. Ferraillage des semelles filantes :

Le calcul de ferraillage est fait pour une longueur L par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suite le maximum des deux résultats.

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

$$L=\frac{li+l(i+1)}{2}$$

❖ **Armatures principales :**

$$A = N(1+\frac{3e_0}{B})\frac{(B-b)}{8d\sigma_s} \quad ; \quad esc = \frac{A-2e-\emptyset_b}{(n-1)}$$

❖ **Armatures de répartition :**

$$A = \frac{A(cm^2)*B(m)}{4}; \quad esc = \frac{A-2e-\emptyset_b}{(N-1)}$$

✓ Avec : MPa à l'ELS.

3. Sous poteaux :

⇒**Armatures principales** :

✓ n: étant le nombre de barres

✓ $[\sigma_s]$= 348 MPa à l'ELU.

✓ $[\sigma_s]$ = 202 Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

***Tableau VI.17*: Calcul des armatures principales**

Semelle	NELS/ml (kN)	Nu (kN.m)	b (m)	B (m)	A_{ser} (cm2)	Au (cm^2)	$A_{rép\ cal}$ /ml (cm^2)

SF_{SV1}	11192.143	14786.239	0.50	1.50	7.04	6.65	2.64
SF_{SV1}	8857.275	10861.097	0.50	1.30	5.40	4.80	1.755

Tableau VI.18 : Ferraillage finale et l'espacement des semelles filantes sous voiles

	$A_{b\ finale}$ (cm^2)	S_b(cm)	$A_{rép\ finale}$ (cm^2)	$S_{rép}$ (cm)
Ssv1	**8HA12=9.05**	**12**	**6HA10=4.71**	20
Ssv2	**8HA10=6.79**	**12**	**6HA10=4.71**	20

a. Vérification des longueurs de scellement :

Tableau VI.19 : Vérification de la longueur de scellement de la semelle SFVP.

N°	B(m)	A(m)	B/4(cm)	Ls (cm)	Ls ≥ B/4
Ssv1	1.50	1.00	37.5	42.8	Oui
Ssv_2	1.30	1.00	32.5	42.8	Oui

❖ **Conclusion :**

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbés.

VI.5. LES LONGRINES

Les longrines sont des poutres, en béton armé, qui sont coulées sur le sol et qui relient des fondations superficielles, leur rôle est de transmettre les efforts de traction ou de compression pouvant exister entre les fondations, elles peuvent également jouer le rôle de poutre pour reprendre des charges verticales ou des moments.

VI.5.1. Pré dimensionnement *RPA99 version 2003*►► [Art 10.1.1.b] ◄

Pour un sol de fondation de catégorie (S_2) et (S_3), les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont (25 x 30) cm².

On adopte une section de: (b x h) = (30 x 30) cm².

VI.5.2. Sollicitations:

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

N : effort normal à la base du poteau le plus sollicité : N_U = 1568.04 KN

α : coefficient de site en fonction de la zone sismique

Dans notre cas : α = 10 (Zone III ; Site S_3)

⇨ Fu= 156.80 KN

VI.5.3. Ferraillage

Etat Limite Ultime

Les armatures longitudinales sont données par : $A_u \geq \frac{N}{10\sigma_s}$

Le résultat obtenu est:

N_u = 1568.04 KN; $A_u \geq 7.84 cm^2$

Condition de non fragilité (CBA 93)

$A \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$ Le résultat obtenu est: $A \geq 4{,}725 cm^2$

Etat Limite Service:

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{ti}}\right] = 202 MPa$$

Le résultat obtenu est:

N_{ser} =1149.61 KN; A_{ser} = 5.74cm^2

Section minimale donnée par le RPA 99VERSION 2003

$A_r \geq 0.6\,\% B$

Le résultat obtenu est: A_r = 5,40cm^2

Résultats

A= max [A_u, A_{ser}, A_{RPA}, A_{CBA}] = 7.84 cm^2

On adopte : A = 6HA14 = 2 × 3T14= 9.24 cm^2

Armatures transversales

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm}$$

On adopte: $\varphi = 8$ mm

$A_t = 4\phi 8 = 201$ mm²

Espacement:

$S_t \leq \min[20\text{cm}; 15\varphi_l] = \min[20\text{cm}; 18\text{cm}]$

On adopte: S_t = 15cm.

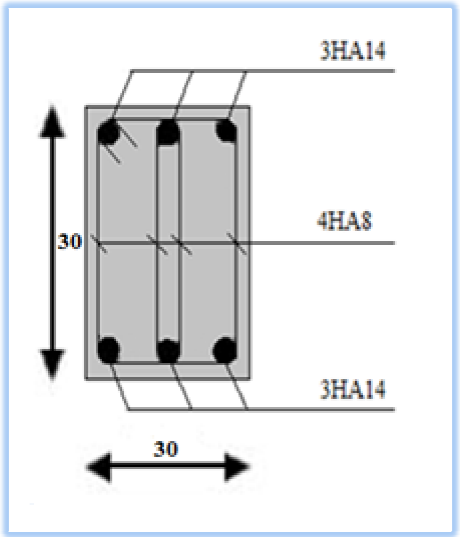


Figure.VI.7 : Ferraillage de la longrine.

VI.6. ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE: [2] ►► [Art 10.1.2] ◄◄

Les ossatures au dessous du niveau de base, formées de poteaux courts (par exemple les vides Sanitaires) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondations (Les semelles) et le niveau de base.

Notre voile périphérique joue double rôle :

- encastrement de la base de la structure.
- mur de soutènement.

D'après **RPA99/version 2003** le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales

Suivantes:

- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens horizontal et Vertical.
- Un recouvrement de 50 ϕ pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur : **e =15 cm**.

La hauteur de voile périphérique **h = 3.10 m.**

VI.6.1. Evaluation des charges

En Plus de la poussée des terres, le voile périphérique subit aussi la charge d'exploitation q=2.5kN/m² qui vient du parking.

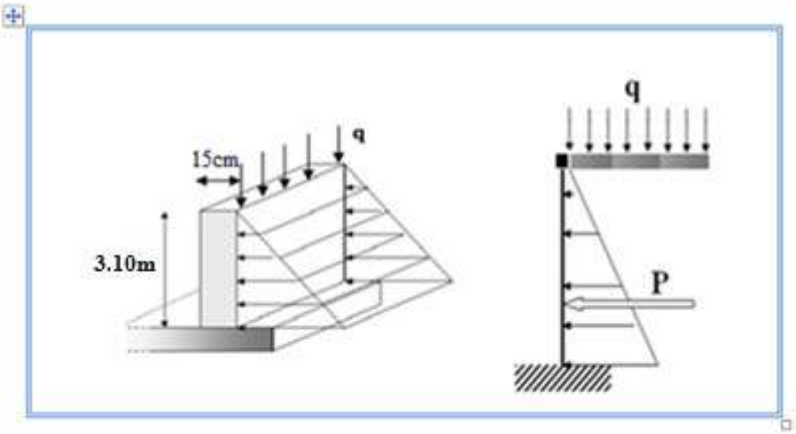


***Figure.VI.8*: Schéma du chargement qui vient au voile périphérique.**

❖ **Charge permanente :**

- Un terrain plat ⇒ β=0
- mur droit ⇒ λ=0
- le poids volumique du terrain: γ=18.60 (KN/m^3)
- l'angle de frottement interne : φ=20

D'après Rankine La poussée des terres P est égale à:

$$\begin{cases} P=1/2\ (k_{\gamma a}.\gamma.h^2) \\ G= k_{\gamma a}\gamma.h \end{cases}$$

Le coefficient de contrainte : $k\gamma a=tg^2\ [(\pi/4)-(\varphi/2)]$

D'où : $k\gamma a$ =0.622

Alors :

G= 0.622 * 18.60* 3.10=35.86 KN/m²

❖ **<u>Charge d'exploitation</u>**

- Q=kq .q
- kq= kγ /cos (β- λ)=0.622

Alors : Q= 0.622 x 2.5=1.55 KN/m²

❖ **<u>Combinaisons d'actions</u>**

- q_u =1.35G+1.5Q=50.73 KN/m²
- q_{ser} =G+Q=37.41 KN/m²

Pour une bande de 1m:

- q_u =50.73 KN/ml

- q_{ser}=37.41 KN/ml

VI.6.2. Ferraillage des voiles périphériques

Les panneaux constituant le voile périphérique sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la poussée des terres et la Surcharge d'exploitation, pour cela on utilise les tables de BARRES pour déterminer les Coefficients μ_x, μ_y de répartition des moments selon X, Y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport :

$$\rho = \frac{lx}{ly}$$

$\rho = \frac{3.10}{3.50}$=0.88 >0,4 ⇒ dalle travaillant suivant les deux direction

Ce qui indique d'un panneau travaillant suivant les deux directions. Ce qui implique L'utilisation de la méthode forfaitaire.

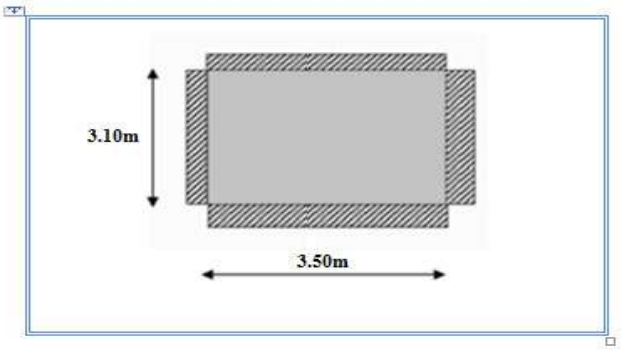


Figure VI.9 **:** Schéma des dimensions du voile périphérique.

- $M_x = \mu_x * q_u * l_x^2$
- $M_y = \mu_y * M_x$

Il s'agit d'un panneau de rive, ses moments sont définis par :

- **En travée :**
  - $M_{tx} = 0.85M_x$
  - $M_{ty} = 0.85M_y$

- **Aux appuis :**

➢ $M_{ax1} = M_{ax2} = -0.3\ M_x$

➢ $M_{ay1} = M_{ay2} = -0.5\ M_x$

a. <u>Détermination des moments a l'ELU</u> :

1. $M_x = 0.0476 * 50.73 * (3.10)^2 = 23.205$kN.m

2. $M_y = 0.7438 * 23.205 = 17.259$kN.m

En travée : $M_{tx} = 19.724$kN.m, $M_{ty} = 14.670$kN.m

Aux appuis : $M_{ax1} = M_{ax2} = 6.961$kN.m

$M_{ay1} = M_{ay2} = 11.603$ kN.m

b. **<u>Détermination des armatures longitudinales a l'ELU de résistance en flexion simple</u>** :

Tableau V.21 : Calcul des armatures du voile périphérique l'ELU.

	Sens	M (KN.m)	d (cm)	A calcul (cm²)	A choisit (cm^2)
Travée	X	19.724	15	2.12	3HA10 = 2.36
	Y	14.670	15	1.55	3HA10 =2.36
Appui	X	6.961	15	0.72	3HA10 = 2.36
	Y	11.603	15	1.21	3HA10 = 2.36

***Tableau VI.22*: Ferraillage du voile périphérique**

		A final/2(cm²)	**A final (cm²)**
Travée	x	3HA10= 2.36	2*(3HA10)= 2* (2.36)
	y	3HA10= 2.36	2*(3HA10)= 2* (2.36)
Appui	x	3HA10= 2.36	2*(3HA10)= 2* (2.36)
	y	3HA10= 2.36	2*(3HA10)= 2* (2.36)

➢ Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VI.23 : Vérifications des armatures du voile périphérique à l'ELS.

	Sens	A_{ELU} (cm^2)	M_{ser} (KN.m)	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$
Travée	X	2.36	16.684	201.6	9.24	C.V	C.V
	Y	2.36	13.707	201.6	7.61	C.V	C.V
Appui	X	2.36	5.888	98.45	3.27	C.V	C.V
	Y	2.36	9.8145	164.11	5.45	C.V	C.V

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

❖ suivant X : Vx=q.l_x/2 = 50.73*3.50/2 =88.77 kN

Et on vérifie pour les deux sens:

$$\tau_u = \frac{Vx}{b0*d} = \frac{88.77*10^3}{1000*150} = 00.591 \text{ MPa} \leq \frac{0.07.fc28}{\gamma b} = 1.16 \text{ MPa}$$