

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieure et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-ouzou
Faculté du Génie de la construction
Département de Génie-civil



Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de Master 2 en génie-civil
Option : construction civil et industrielle

Thème

*Etude d'un bâtiment R+8+3 sous sols à usages
d'hôtel et bureaux contreventé par des voiles
(Application ETABS 9.7)*

Proposé par : ETRHB

Etudiée par :

*M^{elle} Aouine Karima
M^{elle} Akouche Zahia*

Dirigée par :

M^{me} KHELOUI

PROMOTION 2011/2012

I- Introduction :

Chaque projet de réalisation en génie civil est destiné pour une fonction bien précise, à fin d'atteindre ce but, on est sensé faire des calculs d'une façon à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagés pendant et après la réalisation.

Ces calculs seront vérifiés selon le **RPA** (version 2003), **BAEL**, **DTU** et d'autres références qu'on citera ultérieurement.

I-1-Présentation de l'ouvrage :***I-1-1-Description et présentation de l'ouvrage :***

L'ouvrage qui nous a été confié par **B.E.R.H.T.O**, consiste en l'étude d'un hôtel (R+8+ 3sous sols), en ossature mixte situé à **TIZI OUZOU** classé comme étant une zone de moyenne sismicité (ZONE II_a) par le **RPA99 modifier en 2003**.

La structure est contreventée par des voiles et des portiques, et elle comporte :

- ❖ 3et2^{ème} sous sol (Parking, local technique)
- ❖ 1^{er} sous sol (boutiques)
- ❖ RDC (Réception, Restaurant, Cuisine, Dépôts)
- ❖ Mezzanine
- ❖ 1.2.3et 4^{ème} étages (chambres)
- ❖ 5.6.7et 8^{ème} étages du types bureaux
- ❖ 02 cages d'escaliers
- ❖ 02 cages d'ascenseur

Le sol sur lequel est construit l'hôtel est un sol meuble avec une contrainte admissible égal à 2 bars.

I-1-2- Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de notre bâtiment sont :

Longueur totale	$L = 28.60 \text{ m}$
Largeur totale	$l = 22.80 \text{ m}$
Hauteur totale (y compris l'acrotère)	$H_T = 39.95$
Hauteur des sous sol	$H = 2.89 \text{ m}$
Hauteur du RDC	$h_{RDC} = 2.89 \text{ m}$
Hauteur de la mezzanine	$h_M = 2.89 \text{ m}$
Hauteur d'étage courant	$h_e = 3.57 \text{ m}$
Hauteur de l'acrotère	$h_{ac} = 0.6 \text{ m}$

I-2- Les éléments de la structure :

I-2-1- La superstructure :

C'est la partie de la construction située au dessus du sol, elle contient plusieurs éléments qui sont :

a. Ossature : Ce bâtiment est en ossature mixte composée de portique transversaux longitudinaux et d'un ensemble de voile porteur. Les charges verticales seront reprises par les portiques. Quand aux sollicitations dues aux charges horizontales, elles seront reprises par des voiles en béton armé qui assureront la stabilité de l'ouvrage.

b. Plancher : Les planchers sont des éléments longitudinaux limitant les différents niveaux d'une construction.

- Ils sont capables de supporter en outre de son poids propre les charges verticales et horizontales et de les transmettre aux éléments porteurs de l'ossature.
- Ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation).

c. Escaliers : Ce sont une succession de gradins permettant le déplacement entre les différents niveaux, ils seront constitués de paliers de repos et de paillasse en béton armé. Dans notre cas, nous disposons de deux cages d'escaliers menant du sous sol aux étages courants.

L'ouvrage dispose aussi de deux cages d'ascenseur, réalisé en voile de béton armé coulé sur place.

d. Maçonnerie : Les murs extérieurs sont réalisés en double cloison en brique de 15cm a l'extérieur une lame d'air de 5cm, et les murs intérieurs sont en brique creuse d'épaisseur e=10cm.

e. Revêtements : Ils seront en :

- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- Mortier de ciments pour les façades extérieures.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramiques pour les murs de cuisines et les salles d'eau.

f. Coffrages : On opte pour un coffrage métallique pour les voiles a fin de réduire les opérations manuelles et le temps d'exécution.

Quand aux portiques, on opte pour un coffrage classique en bois.

I-2-2- L'infrastructure : C'est la partie de la construction située au dessous du sol, elle contient :

Fondations: C'est la partie enterrée dans le sol qui transmet les charges et les surcharges de la construction au sol. Le choix de types de fondation dépend de types du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I-3-Matériaux :**3-1- Caractéristiques mécaniques des matériaux :****a. Béton :**

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de ciment, de granulats et d'eau, et éventuellement des adjuvants, il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage et l'âge du béton.

La composition du béton sera établie par un laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs provenances.

a-1- La résistance caractéristique à la compression :

La valeur caractéristique de la résistance du béton à la compression à l'âge de 28 jours (au plus) est déterminée à partir des essais de compressions des éprouvettes normalisées dont le diamètre est la moitié de la hauteur (16/32).

Nous prenons $f_{c28}=25\text{Mpa}$.

La résistance caractéristique à la compression à $j < 28$ jours est définie par

$$\left. \begin{aligned} f_{cj} &= \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} && \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa.} \\ f_{cj} &= \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} && \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa.} \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{(Art 2.1, 11 BAEL91} \\ \text{Modifiées 99)} \end{array}$$

La résistance caractéristique à la compression à $j \geq 28$ jours est définie par :

$$f_{cj} = f_{c28}$$

f_{c28} : la résistance à la compression à 28 jour ; On appelle aussi la résistance caractéristique du béton.

a-2 - La résistance caractéristique à la traction :

Elle est définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{avec } f_{cj} \leq 60 \text{ Mpa.} \quad \text{(Art A.2.1.12 BAEL 91 modifiées 99).}$$

Dans notre cas : à $t = 28$ jours, $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$.

a-3 - Contrainte à la compression :**a-3-1 - Etat limite ultime(ELU) :**

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la construction et dont le déplacement entraîne la ruine de la construction. il correspond à l'un ou l'autre des états suivants :

- Etat limite ultime d'équilibre statique de l'ouvrage : c'est la perte de la stabilité d'une partie ou de l'ensemble de la construction (le renversement)
- Etat limite ultime de résistance de l'un des matériaux de construction : c'est la perte de résistance soit du béton soit de l'acier
- Etat limite ultime de stabilité de forme (flambement) : les pièces élancées soumises à des efforts de compression subissent des déformations importantes et deviennent instable.

La contrainte limite ultime de compression :

$$f_{bc} = 0,85f_{c28}/\theta\gamma_b \quad (\text{Art A.4.3.1.41 BAEL 91 modifiées 99}).$$

Avec γ_b : Coefficient de sécurité ;

- ✓ $\gamma_b = 1,5$en situation courante
- ✓ $\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle

θ : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des combinaisons d'actions

- ✓ $\theta = 1$t > 24h
- ✓ $\theta = 0,9$ 1h ≤ t ≤ 24h
- ✓ $\theta = 0,85$t ≤ 1h

t : durée probable d'application de la combinaison d'action considéré

à j=28 jours en situation courante :

$$f_{bc} = \frac{0,85(25)}{1(1,5)} = 14,2 \text{ Mpa}$$

❖ Diagramme contrainte-déformation (en compression) :

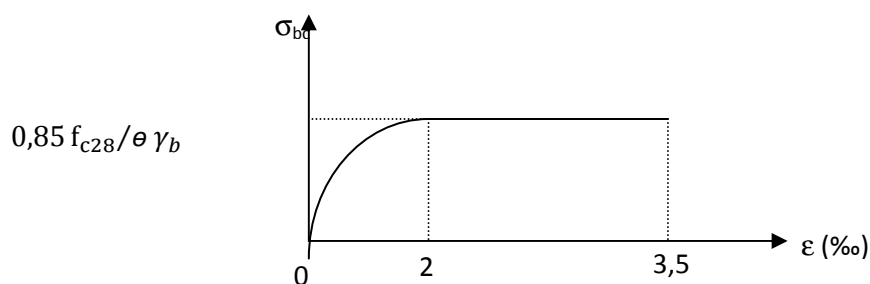


Fig I-1 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU).

a-3-2 - Etat limite de service(ELS) :

Il constitue des limites au-delà des quelles les conditions normales d'exploitation ne sont plus satisfaites sans qu'il y'ait ruine, on distingue :

- Etat limite de service de compression de béton : cette limitation a pour but d'empêcher la formation des fissures.
- Etat limite de service d'ouverture des fissures : il consiste à assurer que les armatures sont convenablement disposées dans la section et les contraintes ne dépassent pas la Valeur limite.
- Etat limite de service de déformation : il consiste à vérifier que les déformations sont Inférieures à des déformations limites

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \quad (\text{Art 4.5,2 BAEL 91 modifiées en 99}) .$$

Avec : σ_{bc} contrainte admissible à ELS.

$$A \quad J = 28 \text{ jours} : \sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa.}$$

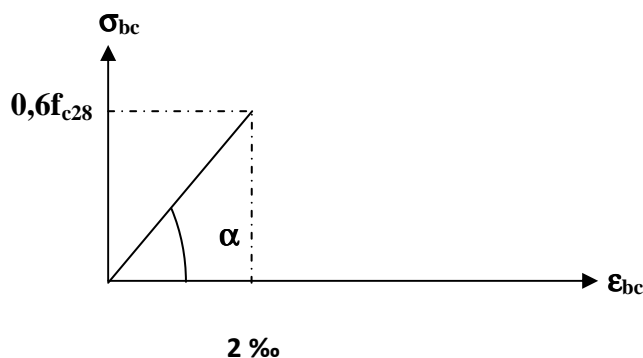
❖ Diagramme de contrainte –déformation (en compression) :

Fig I-2 : Diagramme Contrainte - Déformation du béton (ELS)

a-4 - Module de déformation longitudinale :

- **Instantané:** Pour un béton âgé de « j » jours sous un chargement $\leq 24h$ (contrainte normale) on admet que le module de déformation longitudinale instantanée est :

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \quad (\text{BAEL 91.art.2.1,21}).$$

- **Différé :** Pour une durée d'application des charges très grandes apparait le phénomène de fluage (augmentation des déformations dans le temps sous chargement constant). Il est donné par :

$$E_{vj} = \frac{1}{3} E_{ij} = 3700(f_{cj})^{1/3} \quad (\text{Art.2.1,22 BAEL 91 modifiées en 99}).$$

$$\text{à } j=28 \text{ jours} \Rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164,2 \text{ Mpa.} \\ E_{vj} = 10818,86 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

a-5 - Module de déformation transversale :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Avec : E : module de Young.

$$\nu : \text{Coefficient de poisson :} \begin{cases} \nu = 0 \dots \dots \dots \text{ELU} \\ \nu = 0,2 \dots \dots \dots \text{ELS} \end{cases} \quad (\text{Art 2.1, 3 BAEL 91 modifiées 99})$$

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

b- Les aciers :

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton résiste mal.

Le ferrailage se fera en utilisant les trois types d'aciers suivant :

- Aciers à haute adhérence : **H.A** (feE400)..... **fe= 400Mpa.**
- Treillis soudés(TL520)..... **fe=520Mpa.**
- **fe:** limite d'élasticité

b-1 - Module de déformation longitudinale : est défini par la pente de la droite passant par l'origine du diagramme(σ), il est pris égal à :

$$E_s = 2. 10^5 \text{Mpa} \quad (\text{Art A2.2BAEL91 modifiées 99}).$$

b-2 - Contrainte limite :

b-2-1 - Contrainte limite ultime :

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s \quad (\text{BAEL 91, Art A.2.1, 3}).$$

Avec : σ_{st} : contrainte d'élasticité de l'acier.

$$\gamma_s : \text{coefficient de sécurité} \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \longrightarrow \text{Situation courante.} \\ \gamma_s = 1,00 \longrightarrow \text{Situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

$\sigma_{st} = 348\text{Mpa}$ pour les H.A

b-2-2- Contrainte limite de service : Afin de réduire le risque d'apparition de fissures, et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures, on a été amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues.

3 cas de fissurations sont possibles :

✓ **Fissuration peut nuisible :**

La contrainte n'est soumise à aucune limitation.

$$\sigma_s \leq f_e \quad (\text{Art A4.5.32BAEL91 modifiées99})$$

✓ **Fissuration préjudiciable :**

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \quad (\text{Art A4.5.33BAEL91 modifiées99})$$

✓ **fissuration très préjudiciable :**

$$\sigma_s = \min \left\{ 0.5 f_e, 90\sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \quad (\text{Art A4.5.33BAEL91 modifiées99})$$

$$\eta : \text{Coefficient de fissuration} \left\{ \begin{array}{l} \eta = 1,0 \dots \dots \dots \text{Pour les ronds lisses (R.S)} \\ \eta = 1,6 \dots \dots \dots \text{Pour les hautes adhérences (H.A)} \end{array} \right.$$

➤ **Diagramme Contrainte – Déformation de l'acier :**

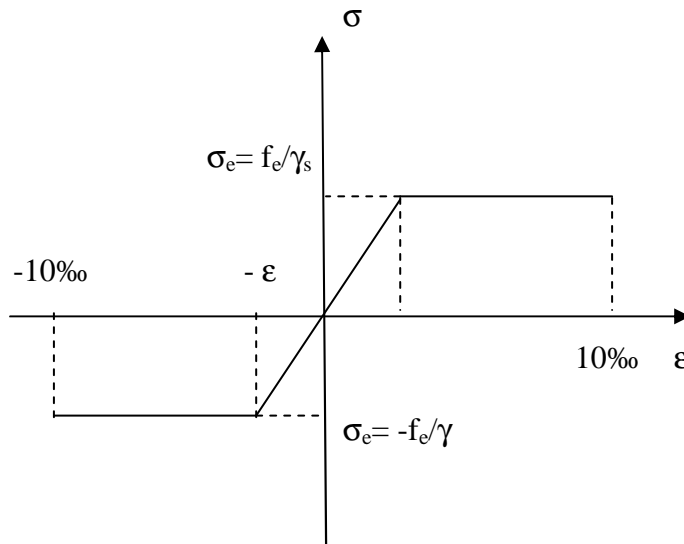


Fig I-3 : Diagramme Contrainte – Déformation de l'acier.

b.3 - Protection des armatures :

Afin d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- **$c \geq 1\text{cm}$** : Si l'élément est situé dans local couvert non soumis aux condensations.
- **$c \geq 3\text{cm}$** : Si l'élément est situé dans un local soumis aux condensations.
- **$c \geq 5\text{cm}$** : Si l'élément est soumis aux actions agressives (brouillards salins, exposé à la mer....).

I- Introduction :

Chaque projet de réalisation en génie civil est destiné pour une fonction bien précise, à fin d'atteindre ce but, on est sensé faire des calculs d'une façon à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagés pendant et après la réalisation.

Ces calculs seront vérifiés selon le **RPA** (version 2003), **BAEL**, **DTU** et d'autres références qu'on citera ultérieurement.

I-1-Présentation de l'ouvrage :***I-1-1-Description et présentation de l'ouvrage :***

L'ouvrage qui nous a été confié par **B.E.R.H.T.O**, consiste en l'étude d'un hôtel (R+8+ 3sous sols), en ossature mixte situé à **TIZI OUZOU** classé comme étant une zone de moyenne sismicité (ZONE II_a) par le **RPA99 modifier en 2003**.

La structure est contreventée par des voiles et des portiques, et elle comporte :

- ❖ 3et2^{ème} sous sol (Parking, local technique)
- ❖ 1^{er} sous sol (boutiques)
- ❖ RDC (Réception, Restaurant, Cuisine, Dépôts)
- ❖ Mezzanine
- ❖ 1.2.3et 4^{ème} étages (chambres)
- ❖ 5.6.7et 8^{ème} étages du types bureaux
- ❖ 02 cages d'escaliers
- ❖ 02 cages d'ascenseur

Le sol sur lequel est construit l'hôtel est un sol meuble avec une contrainte admissible égal à 2 bars.

I-1-2- Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de notre bâtiment sont :

Longueur totale	$L = 28.60 \text{ m}$
Largeur totale	$l = 22.80 \text{ m}$
Hauteur totale (y compris l'acrotère)	$H_T = 39.95$
Hauteur des sous sol	$H = 2.89 \text{ m}$
Hauteur du RDC	$h_{RDC} = 2.89 \text{ m}$
Hauteur de la mezzanine	$h_M = 2.89 \text{ m}$
Hauteur d'étage courant	$h_e = 3.57 \text{ m}$
Hauteur de l'acrotère	$h_{ac} = 0.6 \text{ m}$

I-2- Les éléments de la structure :

I-2-1- La superstructure :

C'est la partie de la construction située au dessus du sol, elle contient plusieurs éléments qui sont :

a. Ossature : Ce bâtiment est en ossature mixte composée de portique transversaux longitudinaux et d'un ensemble de voile porteur. Les charges verticales seront reprises par les portiques. Quand aux sollicitations dues aux charges horizontales, elles seront reprises par des voiles en béton armé qui assureront la stabilité de l'ouvrage.

b. Plancher : Les planchers sont des éléments longitudinaux limitant les différents niveaux d'une construction.

- Ils sont capables de supporter en outre de son poids propre les charges verticales et horizontales et de les transmettre aux éléments porteurs de l'ossature.
- Ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation).

c. Escaliers : Ce sont une succession de gradins permettant le déplacement entre les différents niveaux, ils seront constitués de paliers de repos et de paillasse en béton armé. Dans notre cas, nous disposons de deux cages d'escaliers menant du sous sol aux étages courants.

L'ouvrage dispose aussi de deux cages d'ascenseur, réalisé en voile de béton armé coulé sur place.

d. Maçonnerie : Les murs extérieurs sont réalisés en double cloison en brique de 15cm a l'extérieur une lame d'air de 5cm, et les murs intérieurs sont en brique creuse d'épaisseur e=10cm.

e. Revêtements : Ils seront en :

- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- Mortier de ciments pour les façades extérieures.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramiques pour les murs de cuisines et les salles d'eau.

f. Coffrages : On opte pour un coffrage métallique pour les voiles a fin de réduire les opérations manuelles et le temps d'exécution.

Quand aux portiques, on opte pour un coffrage classique en bois.

I-2-2- L'infrastructure : C'est la partie de la construction située au dessous du sol, elle contient :

Fondations: C'est la partie enterrée dans le sol qui transmet les charges et les surcharges de la construction au sol. Le choix de types de fondation dépend de types du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I-3-Matériaux :**3-1- Caractéristiques mécaniques des matériaux :****a. Béton :**

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de ciment, de granulats et d'eau, et éventuellement des adjuvants, il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage et l'âge du béton.

La composition du béton sera établie par un laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs provenances.

a-1- La résistance caractéristique à la compression :

La valeur caractéristique de la résistance du béton à la compression à l'âge de 28 jours (au plus) est déterminée à partir des essais de compressions des éprouvettes normalisées dont le diamètre est la moitié de la hauteur (16/32).

Nous prenons $f_{c28}=25\text{Mpa}$.

La résistance caractéristique à la compression à $j < 28$ jours est définie par

$$\left. \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa.} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa.} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{(Art 2.1, 11 BAEL91)} \\ \text{Modifiées 99)} \end{array}$$

La résistance caractéristique à la compression à $j \geq 28$ jours est définie par :

$$f_{cj} = f_{c28}$$

f_{c28} : la résistance à la compression à 28 jour ; On appelle aussi la résistance caractéristique du béton.

a-2 - La résistance caractéristique à la traction :

Elle est définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{avec } f_{cj} \leq 60 \text{ Mpa.} \quad \text{(Art A.2.1.12 BAEL 91 modifiées 99).}$$

Dans notre cas : à $t = 28$ jours, $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$.

a-3 - Contrainte à la compression :**a-3-1 - Etat limite ultime(ELU) :**

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la construction et dont le déplacement entraîne la ruine de la construction. il correspond à l'un ou l'autre des états suivants :

- Etat limite ultime d'équilibre statique de l'ouvrage : c'est la perte de la stabilité d'une partie ou de l'ensemble de la construction (le renversement)
- Etat limite ultime de résistance de l'un des matériaux de construction : c'est la perte de résistance soit du béton soit de l'acier
- Etat limite ultime de stabilité de forme (flambement) : les pièces élancées soumises à des efforts de compression subissent des déformations importantes et deviennent instable.

La contrainte limite ultime de compression :

$$f_{bc} = 0,85f_{c28}/\theta\gamma_b \quad (\text{Art A.4.3.1.41 BAEL 91 modifiées 99}).$$

Avec γ_b : Coefficient de sécurité ;

- ✓ $\gamma_b = 1,5$ en situation courante
- ✓ $\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle

θ : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des combinaisons d'actions

- ✓ $\theta = 1$ t > 24h
- ✓ $\theta = 0,9$ 1h ≤ t ≤ 24h
- ✓ $\theta = 0,85$ t ≤ 1h

t : durée probable d'application de la combinaison d'action considéré

à j=28 jours en situation courante :

$$f_{bc} = \frac{0,85(25)}{1(1,5)} = 14,2 \text{ Mpa}$$

❖ Diagramme contrainte-déformation (en compression) :

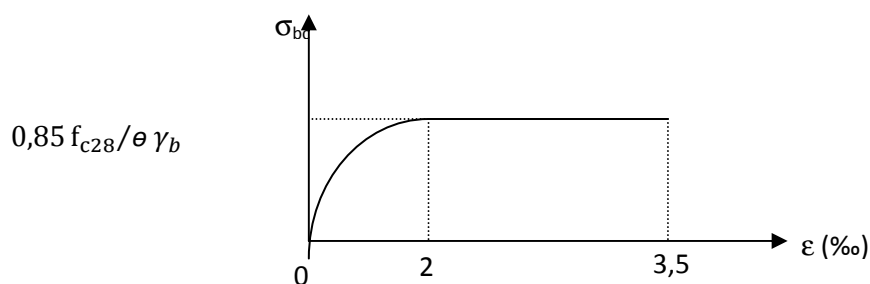


Fig I-1 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU).

a-3-2 - Etat limite de service(ELS) :

Il constitue des limites au-delà des quelles les conditions normales d'exploitation ne sont plus satisfaites sans qu'il y'ait ruine, on distingue :

- Etat limite de service de compression de béton : cette limitation a pour but d'empêcher la formation des fissures.
- Etat limite de service d'ouverture des fissures : il consiste à assurer que les armatures sont convenablement disposées dans la section et les contraintes ne dépassent pas la Valeur limite.
- Etat limite de service de déformation : il consiste à vérifier que les déformations sont Inférieures à des déformations limites

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \quad (\text{Art 4.5,2 BAEL 91 modifiées en 99}) .$$

Avec : σ_{bc} contrainte admissible à ELS.

$$A \quad J = 28 \text{ jours} : \sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa.}$$

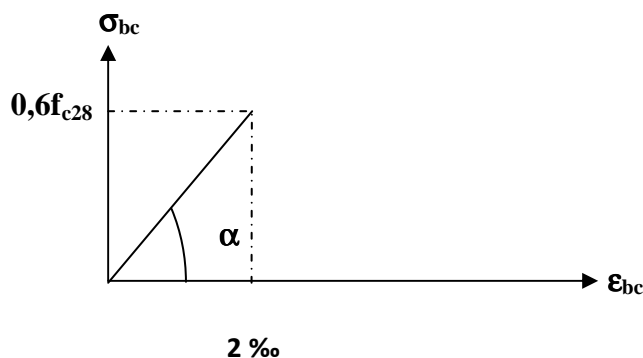
❖ Diagramme de contrainte –déformation (en compression) :

Fig I-2 : Diagramme Contrainte - Déformation du béton (ELS)

a-4 - Module de déformation longitudinale :

- **Instantané:** Pour un béton âgé de « j » jours sous un chargement $\leq 24h$ (contrainte normale) on admet que le module de déformation longitudinale instantanée est :

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \quad (\text{BAEL 91.art.2.1,21}).$$

- **Différé :** Pour une durée d'application des charges très grandes apparait le phénomène de fluage (augmentation des déformations dans le temps sous chargement constant). Il est donné par :

$$E_{vj} = \frac{1}{3} E_{ij} = 3700(f_{cj})^{1/3} \quad (\text{Art.2.1,22 BAEL 91 modifiées en 99}).$$

$$\text{à } j=28 \text{ jours} \Rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164,2 \text{ Mpa.} \\ E_{vj} = 10818,86 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

a-5 - Module de déformation transversale :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Avec : E : module de Young.

$$\nu : \text{Coefficient de poisson :} \begin{cases} \nu = 0 \dots \dots \dots \text{ELU} \\ \nu = 0,2 \dots \dots \dots \text{ELS} \end{cases} \quad (\text{Art 2.1, 3 BAEL 91 modifiées 99})$$

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

b- Les aciers :

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton résiste mal.

Le ferrailage se fera en utilisant les trois types d'aciers suivant :

- Aciers à haute adhérence : **H.A** (feE400)..... **fe= 400Mpa.**
- Treillis soudés(TL520)..... **fe=520Mpa.**
- **fe:** limite d'élasticité

b-1 - Module de déformation longitudinale : est défini par la pente de la droite passant par l'origine du diagramme(σ), il est pris égal à :

$$E_s = 2. 10^5 \text{Mpa} \quad (\text{Art A2.2BAEL91 modifiées99}).$$

b-2 - Contrainte limite :

b-2-1 - Contrainte limite ultime :

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s \quad (\text{BAEL 91, Art A.2.1, 3}).$$

Avec : σ_{st} : contrainte d'élasticité de l'acier.

$$\gamma_s : \text{coefficient de sécurité} \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \longrightarrow \text{Situation courante.} \\ \gamma_s = 1,00 \longrightarrow \text{Situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

$\sigma_{st} = 348\text{Mpa}$ pour les H.A

b-2-2- Contrainte limite de service : Afin de réduire le risque d'apparition de fissures, et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures, on a été amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues.

3 cas de fissurations sont possibles :

✓ **Fissuration peut nuisible :**

La contrainte n'est soumise à aucune limitation.

$$\sigma_s \leq f_e \quad (\text{Art A4.5.32BAEL91 modifiées99})$$

✓ **Fissuration préjudiciable :**

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \quad (\text{Art A4.5.33BAEL91 modifiées99})$$

✓ **fissuration très préjudiciable :**

$$\sigma_s = \min \left\{ 0.5 f_e, 90\sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \quad (\text{Art A4.5.33BAEL91 modifiées99})$$

$$\eta : \text{Coefficient de fissuration} \left\{ \begin{array}{l} \eta = 1,0 \dots \dots \dots \text{Pour les ronds lisses (R.S)} \\ \eta = 1,6 \dots \dots \dots \text{Pour les hautes adhérences (H.A)} \end{array} \right.$$

➤ **Diagramme Contrainte – Déformation de l'acier :**

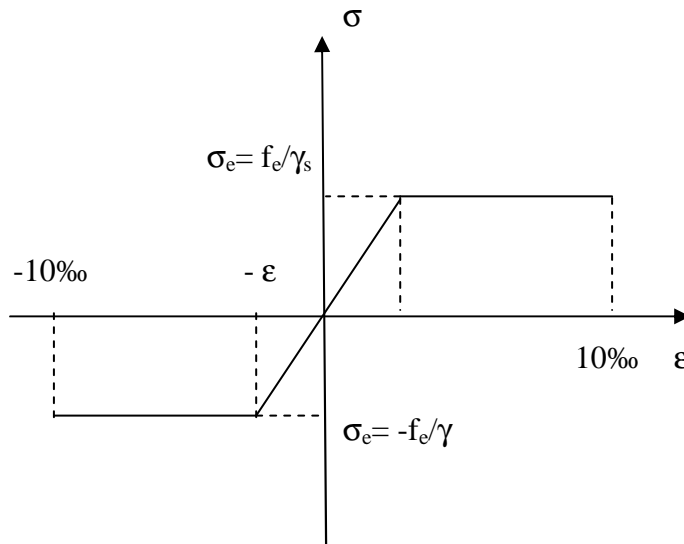


Fig I-3 : Diagramme Contrainte – Déformation de l'acier.

b.3 - Protection des armatures :

Afin d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- **c ≥ 1cm** : Si l'élément est situé dans local couvert non soumis aux condensations.
- **c ≥ 3cm** : Si l'élément est situé dans un local soumis aux condensations.
- **c ≥ 5cm** : Si l'élément est soumis aux actions agressives (brouillards salins, exposé à la mer....).

II-1 Pré dimensionnement des éléments :

II-1-1 Les plancher :

-Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis, et le choix des types de plancher dépend de plusieurs critères tels que l'usage, la portée et le confort acoustique et thermique.

Suite à la présence de portées de longueurs importantes, on opte pour les dalles pleines dont l'épaisseur sera déterminée à partir des conditions suivantes :

➤ **Condition de sécurité en matière d'incendie :**

- Le règlement préconise les épaisseurs minimales suivantes :
 - $e = 7$ cm pour assurer une heure de coupe de feu.
 - $e = 11$ cm pour assurer deux heures de coupe de feu.
 - $e = 17$ cm pour assurer trois heures de coupe de feu.
- D'après l'article G-R-8 du règlement de la protection civil, il faut que la résistance au feu des éléments porteurs de la structure (poteaux, poutres, planchers...) soit au moins de deux heures.

On prend :

$e = 11$ cm

➤ **Condition d'isolation acoustique :**

D'après la loi masse, l'isolation acoustique varie proportionnellement au logarithme de la masse du plancher.

La protection contre le bruit est assurée par le plancher tel que sa masse est supérieure à 350 kg/m².

$$M_P = \rho_{\text{béton}} \times e \longrightarrow e = M_P / \rho_{\text{béton}}$$

$$e = 350 / 2500 = 0.14$$

On prend $e = 14$ cm

➤ **Condition de résistance à la flexion :**

Le calcul se fait en considérant la dalle la plus défavorable, toutes les dalles sont reposées sur 4 appuis, on a :

- Panneau reposant sur 3 ou 4 appuis $\frac{L_{\max}}{50} \leq e \leq \frac{L_{\max}}{40}$

L_{\max} : étant le plus grand côté de la dalle.

$$L_{\max} = 6.6 - 0.25 = 635\text{cm}$$

$$\frac{635}{50} \leq e \leq \frac{635}{40}$$

$$12.7 \leq e \leq 15.88$$

On opte pour une dalle d'épaisseur de 15cm.

➤ **Condition de limitation de flèche :**

Selon le (BAEL91 modifiée 99.Art B.6.5.3)

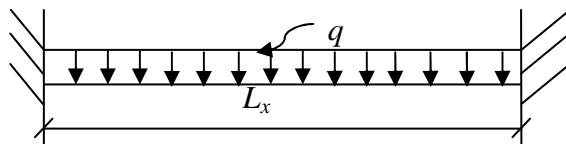
Si la portée L est supérieure à 5 m $f_{\max} \leq 0.5 \text{ cm} + \frac{l_{\max}}{1000}$

Le calcul de RDM nous donne $f_{\max} = \frac{5ql_{\max}^4}{384EI}$ avec $I = \frac{be^3}{12}$

On va vérifier que : $\frac{5ql_{\max}^4}{384EI} \leq 0.5 + \frac{l_{\max}}{1000}$

Et : $e \geq \sqrt[3]{\frac{ql_{\max}^4}{6.4Eb(0.5 + \frac{l_{\max}}{1000})}}$ $E = 10818.87 \text{ MPa}$

Pour ce faire, on considère une bande de largeur b=1m, supposée encadrée à ses deux extrémités, les charges revenant à celles-ci sont : G et Q



❖ **détermination de la charge q :**

q : est la combinaison de charge la plus défavorable

➤ **Plancher terrasse accessible :**

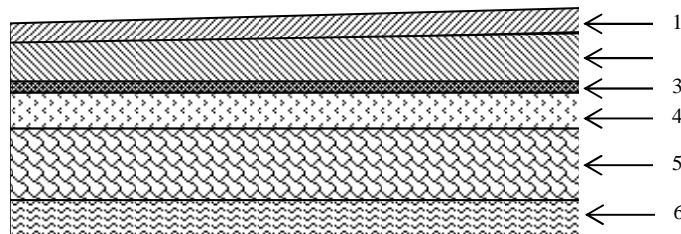


Figure II-1 : Coupe verticale de plancher terrasse en dalle pleine

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN / m ³)	Charges (KN/ m ²)
1	Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
2	Béton en forme de pente	0.07	22	1.54
3	Feuille de polyane	/	/	0.02
4	Isolation thermique	0.04	4	0.16
5	Dalle pleine en béton armé	0.15	25	3.75
6	Enduit plâtre	0.02	10	0.20

- Charges d’exploitations Q : Q=1.5 KN/m²
- Charge permanentes G : G = 5.79 KN/m²

Combinaison de charges à ELS :

$$q = G + Q$$

$$q = 5.79 + 1.5 = 7.29 \text{ KN/m}^2$$

- on vérifie le flèche pour e = 15cm

$$f_{\max} \leq 0.5 + \frac{l_{\max}}{1000} = 0.5 + \frac{635}{1000} = 1.135 \times 10^{-2} \text{ m}$$

$$f_{\max} = \frac{5 q l_{\max}^4}{384 EI} = \frac{5 \times 7.29 \times 6.35^4}{384 \times 10818.87 \times 10^3 \times 1.786 \times 10^{-3}} = 7.987 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$f_{\max} = 7.987 \times 10^{-3} \text{ m} < 1.125 \times 10^{-2} \text{ m}$ la flèche est vérifiée.

➤ *Plancher étage courant :*

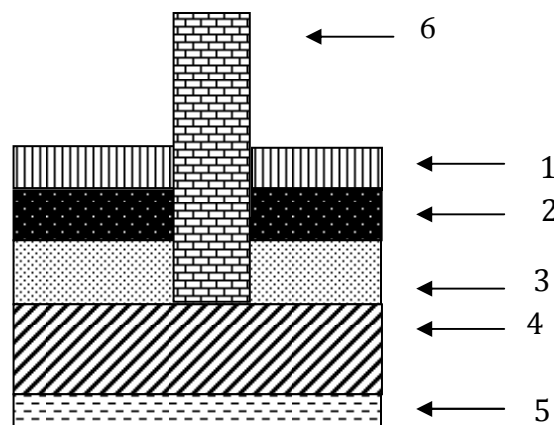


Figure II.2 : Coupe verticale de plancher d’étages courant de dalle pleine

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine en béton armé	0.15	25	3.75
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
6	Murs intérieur : -brique creuses -enduit de plâtre	0.10 0.02	9 10	0.90 0.20× 2
				G = 6.45

- Charges d'exploitations : $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$
- Charges permanentes : $G =6.45 \text{ KN/m}^2$

$$D'où : q = G + Q = 6.45 + 2.5 = 8.95 \text{ KN/m}^2$$

Donc on vérifie la flèche pour $e = 15 \text{ cm}$

$$f_{\max} \leq 0.5 + \frac{l_{\max}}{1000} = 0.5 + \frac{635}{1000} = 1.135 \times 10^{-2} \text{ m}$$

$$f_{\max} = \frac{5 q l_{\max}^4}{384 EI} = \frac{5 \times 8.95 \times 6.35^4}{384 \times 10818.87 \times 10^3 \times 1.786 \times 10^{-3}} = 9.8 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{\max} = 9.8 \times 10^{-3} \text{ m} < 1.11 \times 10^{-2} \text{ m} \dots\dots\dots \text{la flèche est vérifiée.}$$

❖ Finalement l'épaisseur de la dalle pleine est de **e = 15 cm**

II-1-2 Les poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est de transmettre les charges et surcharges aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

On distingue :

- Des poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles.
- Des poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Et nous allons faire le pré dimensionnement des deux types de poutres selon les conditions du **BAEL 91** :

- ✓ Hauteur : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ avec L : longueur libre entre nus d'appuis
- ✓ Largeur : $0.4 h \leq b \leq 0.7 h$

Elles doivent satisfaire les prescriptions préconisées par le **RPA99** (Art A. 7.5.1) :

- ✓ $b \geq 20\text{cm}$.
- ✓ $h \geq 30\text{cm}$.
- ✓ $h/b \leq 4$.
- ✓ $b_{\max} \leq 1,5h + b_1$

Remarque :

Dans un premier temps on prend la section minimale exigée par le **RPA99** pour un poteau en zone II_a qui est de $(25 \times 25) \text{ cm}^2$

a) Poutres principales :

$$\frac{635}{15} \leq h \leq \frac{635}{10} \longrightarrow 42.33\text{cm} \leq h \leq 63.5 \text{ cm} \quad \text{on prend } \mathbf{h = 45 \text{ cm}}$$

$$0.4 \times 50 \leq b \leq 0.7 \times 50 \longrightarrow 20 \text{ cm} \leq b \leq 35 \text{ cm} \quad \text{on prend } \mathbf{b = 30 \text{ cm}}$$

La section des poutres principales est : (30 × 45) cm²

✓ **Vérification des conditions du RPA99 :**

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

$$h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

$$h/b = 1.42 < 4$$

On constate que les conditions de l'article A.7.5.1 du RPA 99 sont vérifiées.

b) Les poutres secondaires :

$$\frac{575}{15} \leq h \leq \frac{575}{10} \longrightarrow 38.33\text{cm} \leq h \leq 57.5\text{cm} \quad \text{on prend } \mathbf{h = 45\text{cm}}$$

$$0.4 \times 45 \leq b \leq 0.7 \times 45 \longrightarrow 18 \text{ cm} \leq b \leq 31.5 \text{ cm} \quad \text{on prend } \mathbf{b = 30 \text{ cm}}$$

La section des poutres secondaires est : (30 × 45) cm²

✓ **Vérification des conditions du RPA99 :**

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

$$h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

$$h/b = 1.5 < 4$$

On constate que les conditions de l'article A.7.5.1 du RPA 99 sont vérifiées.

II-1-3 Les voiles :

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $I \geq 4a$, dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaire.

Leur pré dimensionnement se fera conformément à l'article 7.7.1 du **RPA 99** version **2003**, et ils doivent satisfaire les trois conditions suivantes :

- ✓ Les voiles de contreventements doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ✓ Les charges horizontales sont reprises entièrement par les voiles proportionnellement à leur rigidité relative ainsi que les sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- ✓ Les voiles doivent reprendre, outre sollicitations dues aux charges verticales, l'effort tranchant de l'étage.

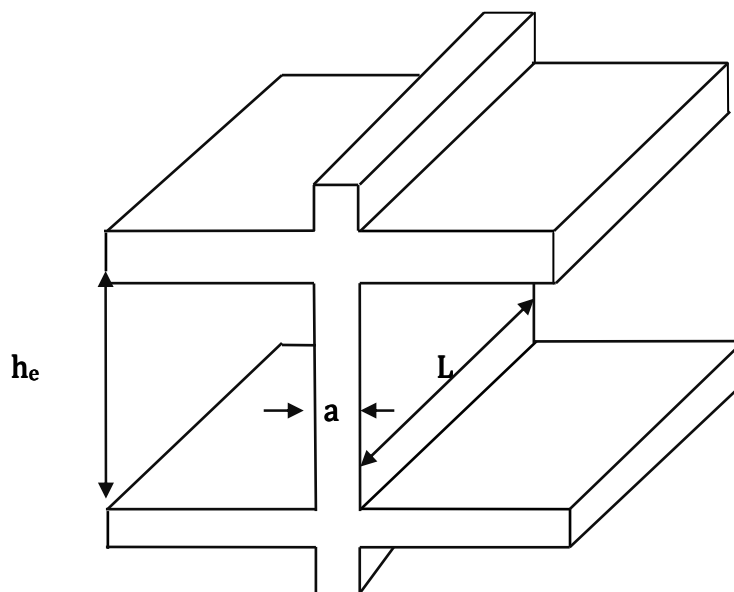
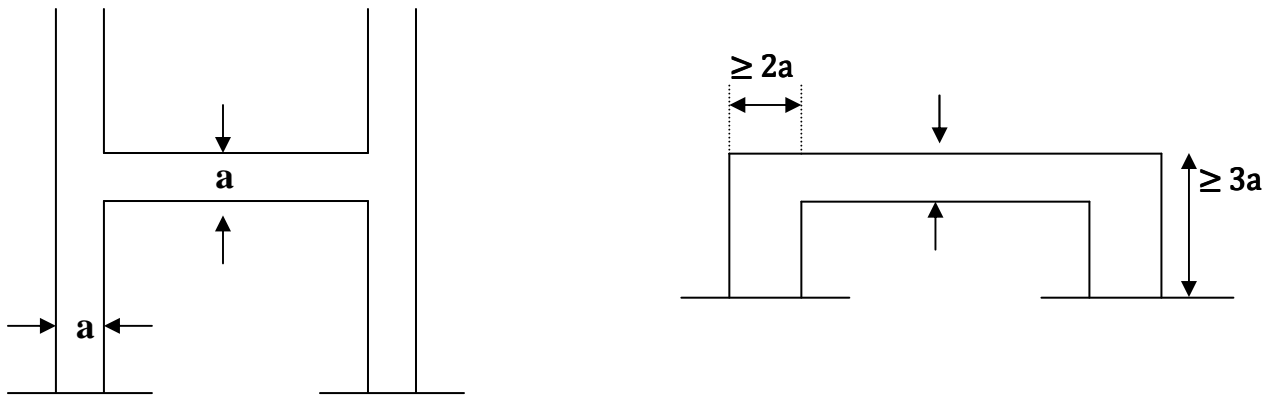
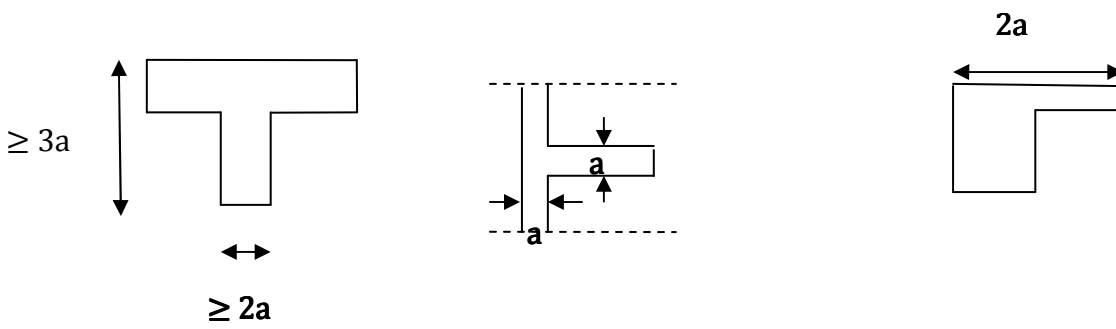


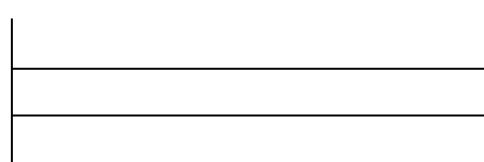
Fig. II-3 : Coupe de voile en élévation.



$$a \geq \frac{he}{25}$$



$$a \geq \frac{he}{22}$$



$$a \geq \frac{he}{20}$$

Fig II-4 : Coupe des voiles en plan.

❖ *Épaisseur :*

L'épaisseur est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et la condition de rigidité aux extrémités : $h_{e_{\max}} = h - h_t$

Avec :

h_e : hauteur libre d'étage.

h_t : épaisseur du plancher.

• **RDC**

$$h_e = 289 - 15 = 274 \text{ cm}$$

L'épaisseur minimale « a » des voiles est de 15 cm d'après l'article 7.7.1 du RPA99

$$a \geq \max \left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right) = \frac{h_e}{20}$$

$$a \geq \frac{274}{20} = 13.7 \text{ cm}$$

$$a = 20 \text{ cm}$$

❖ **Vérification des exigences du RPA99 (Art 7.7.1) :**

$$l_{\min} \geq 4a \quad \text{avec : } l_{\min} : \text{portée minimale des voiles.}$$

$$l_{\min} = 200 \text{ cm} \geq 4 \times 20 = 80$$

La condition est vérifiée

Notre ouvrage sera implanté à TIZI OUZOU, zone de moyenne de sismicité (II_b), a_{\min} exigé par le RPA99 est de 15cm, donc on optera pour une épaisseur de :

a = 20cm

II 1.4 Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS et en compression simple, en supposant que le béton lui seul reprend l'effort normale en calculant la descente des charges sur un ou plusieurs poteaux, en tenant compte de la dégression des charges d'exploitation.

Cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$S \geq N / \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec } N = G + Q.$$

N : effort de compression repris par les poteaux.

S : section transversale du poteau.

G : charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation.

$\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte limite de service du béton en compression.

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

Selon le (RPA99, A7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$ \longrightarrow en zone **I** et **II_a**.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{cm}$ \longrightarrow en zone **III** et **II_b**.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$.
- $1/4 \leq h_1 / b_1 \leq 4$.

❖ **Maçonnerie :**

➤ **Charges permanentes G :**

a) **Les murs :**

a.1) **Les murs extérieurs :**

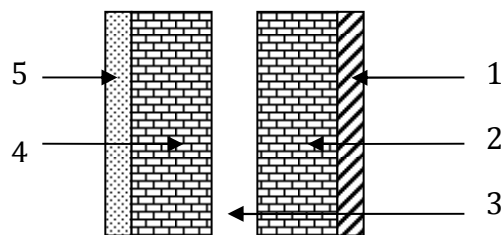


Fig. II-5 : Coupe verticale d'un mur extérieur

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Mortier de ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.15	/	1.3
3	Lame d'air	0.05	/	/
4	Brique creuse	0.10	/	0.9
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
G total				2.76

a.2) Les murs intérieurs :

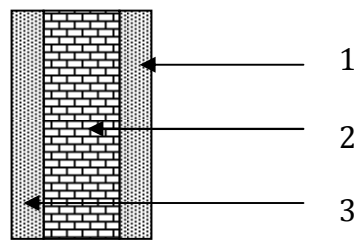


Fig. II-6 : Coupe verticale d'un mur de séparation.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
2	Briques creuses	0.1	/	0.9
3	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
G_{total}				1.3

b) Les balcons :

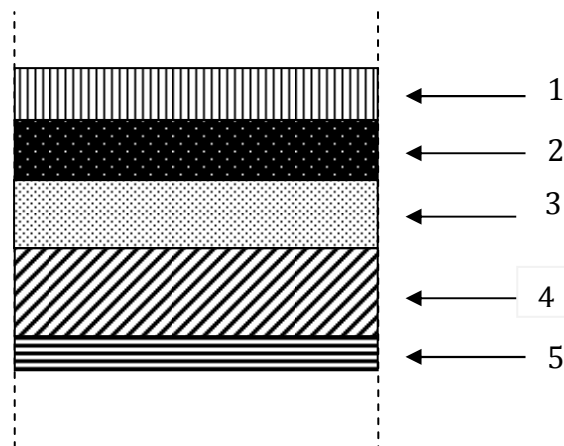


Fig. II-7 : Coupe verticale d'un plancher du balcon.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle plein	0.15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0.02	22	0.44
G_{total}				5.39

c) L'acrotère :

G= S x ρ_{béton}

S : surface de l'acrotère

ρ_{béton} : poids volumique du béton.

G= [(0,5 x 0,1) + (0,07 x 0,2) + (0,03 x 0,2)/2] x 25

G= 1,675KN/ml

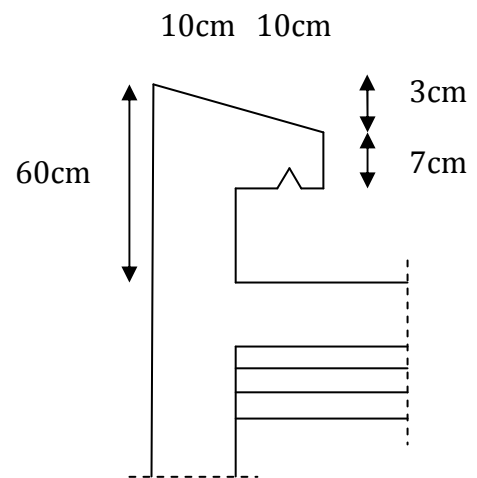


Fig. II-8 : Dimensionnement de l'acrotère.

➤ Charges d'exploitation Q :

La nature des planchers et leurs usages, on distingue les charges d'exploitation suivantes :

- ✓ terrasse accessibles Q = 1.50KN/m²
- ✓ Etages à usage de bureaux..... Q = 2.50 KN/m²
- ✓ Hébergement en chambres..... Q = 1.5KN/m²
- ✓ RDC (Restaurant) Q= 5.00KN/m²
- ✓ 1^{er} sous sol (Commerce) Q = 5.00 KN/m²
- ✓ 2^{ème} et 3^{ème} sous sols (Parking) Q = 2.50KN/m²
- ✓ L'acrotère Q = 1.00KN/m²
- ✓ BalconsQ = 3.50 KN/m²
- ✓ L'escalier Q = 2.50 KN/m²

II.1.4.1 Descente de charges :

La descente de charges est effectuée pour un poteau choisi en fonction de sa surface d'influence (le poteau le plus sollicité).

Dans notre cas, on dimensionne le poteau **E2** (voir le plan).

a) Surface d'influence :

$$S = (3.3+0.25+3) \times (3+0.25+2.85) = 39.95 \text{ m}^2$$

$$S' = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

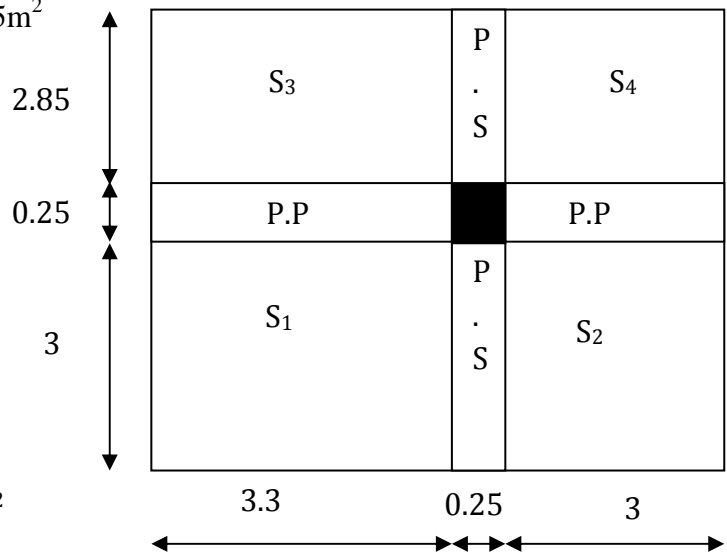
$$S_1 = 3.30 \times 3.00 = 9.90 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 3.00 \times 3.00 = 9.00 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 3.30 \times 2.85 = 9.41 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 3.00 \times 2.85 = 8.55 \text{ m}^2$$

$$S' = 9.9 + 9.9 + 9.41 + 8.55 = 36.86 \text{ m}^2$$



❖ Récapitulative des charges permanentes et des surcharges d'exploitation revenant à chaque plancher :

- Plancher terrasse :G = 5.79 KN/ m²
Q = 1.5 KN/ m²
- Etages à usages de bureaux :..... G = 6.45 KN/ m²
Q = 2.5 KN/ m²
- Ebergement en chambres :G = 6.45 KN/m²
Q = 1.5 KN/m²
- RDC (restaurant) :G = 6.45 KN/m²
Q = 5KN/m²
- 1^{er} sous sol :.....G = 6.45KN/m²
Q = 5KN/m²
- 2^{ème} et 3^{ème} sous sol :.....G = 6.45KN/m²
Q = 2.5KN/m²

b) Calcul des poids propre des éléments :

✓ **Poids du plancher terrasse :**

$$G_{\text{ter}} = 36.86 \times 5.79 = 213.42 \text{ KN}$$

✓ **Poids d'étages courant :**

$$G_{ec} = 36.86 \times 6.45 = 237.75 \text{ KN}$$

✓ **Poids des poutres :**- **Les poutres principales :**

$$G_{pp} = (0.3 \times 0.5 \times 6.3) \times 25 = 23.62 \text{ KN}$$

- **Les poutres secondaires :**

$$G_{ps} = (0.3 \times 0.45 \times 5.85) \times 25 = 19.74 \text{ KN}$$

$$G_{\text{total}} = 23.62 + 19.74 = \mathbf{43.36 \text{ KN}}$$

✓ **Poids des poteaux :**

- Poteaux d'étages courant de 1 à 8 :

$$G_{\text{pot}} = 0.25 \times 0.25 \times 3.57 \times 25 = 5.58 \text{ KN}$$

- Poteaux RDC, sous sols, mezzanine :

$$G_{\text{RDC}} = 0.25 \times 0.25 \times 2.89 \times 25 = 4.52 \text{ KN}$$

c) Surcharges d'exploitation :**c.1) Lois de dégressions des charges en fonction du nombre d'étages :**

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. C'est le cas des bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement pour lesquels la loi de dégression dite également de base donnée ci-après est applicable

- **Loi de dégression :**

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment, Q_1, Q_2, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, 3... n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

Sous toit ou terrasse.....	Q_0
Sous dernier étage (étage 1).....	$Q_0 + Q_1$
Sous étage immédiatement inférieur (étage 2)	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$
(étage 3)	$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
(étage 4)	$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
(Étage n)	$Q_0 + (3 + n)/2n (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$

Le coefficient $(3+n)/2n$ étant valable pour $n \geq 5$

Lorsque la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression ci-dessus est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

Pour le toit de terrasse..... Q_0

Pour le dernier étage..... Q

Pour l'étage immédiatement inférieur $0,90Q$

Pour l'étage immédiatement inférieur..... $0,8Q$

et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à $0,50Q$, valeur conservée pour les étages inférieurs. **(DTR B.C.2.2 c.2) Coefficients de dégression de charges :**

Niv	8	7	6	5	4	3	2	1	0	-1	-2	-3
Coéff	1	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75	0.714	0.687	0.667	0.65	0.636

$$Q_0 = 1.5 \times 39.95 = 59.93 \text{ KN}$$

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = 2.5 \times 39.95 = 99.88 \text{ KN}$$

$$Q_5 = Q_6 = Q_7 = Q_8 = 1.5 \times 39.95 = 59.93 \text{ KN}$$

$$Q_9 = Q_{10} = 5 \times 39.95 = 199.75 \text{ KN}$$

$$Q_{11} = Q_{12} = 2.5 \times 39.95 = 99.88 \text{ KN}$$

c.3) Les surcharges cumulées :

$$Q_0 = 59.93 \text{ KN}$$

$$Q_0 + Q_1 = 59.93 + 99.88 = 159.80 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 211.74 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 329.60 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 399.50 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.8 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 427.49 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 449.46 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.7 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 465.45 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 516.35 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 634.64 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.667 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 752.77 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11}) = 800.03 \text{ KN}$$

NIV	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitation (KN)		Efforts Normaux (KN)	Section des poteaux (cm ²)	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G _t	G _c	Q	Q _c	N = G _c +Q _c	S _{≥$\frac{n}{\sigma}$}	S _{adoptée}
8	213.42	43.36	0.00	256.78	256.78	59.93	59.93	316.71	211.14	30x30
7	237.75	43.36	5.58	286.70	543.50	99.88	159.80	703.28	468.85	30x30
6	237.75	43.36	5.58	286.70	830.20	99.88	211.74	1041.92	694.61	30x30
5	237.75	43.36	5.58	286.70	1116.90	99.88	329.60	1446.4	964.26	40x40
4	237.75	43.36	5.58	286.70	1403.60	99.88	399.50	1803.10	1202.067	40x40
3	237.75	43.36	5.58	286.70	1690.30	59.93	427.49	2117.79	1411.86	40x40
2	237.75	43.36	5.58	286.70	1977	59.93	449.46	2426.46	1617.64	50x50
1	237.75	43.36	5.58	286.70	2263.7	59.93	465.45	2729.15	1819.43	50x50
RDC	237.75	43.36	4.52	285.63	2549.33	59.93	516.35	3065.68	2043.78	50x50
-1	237.75	43.36	4.52	285.63	2834.96	199.75	634.64	3469.60	2313.07	60x60
-2	237.75	43.36	4.52	285.63	3120.60	199.75	752.77	3873.36	2582.24	60x60
-3	237.75	43.36	4.52	285.63	3406.22	99.88	800.03	4206.25	2804.20	60x60

❖ *Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA :*

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm en zone II}_a \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq h_c/20 \\ 1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4 \end{array} \right.$$

▪ Les sections adoptées :

(60x60) cm² —————> pour 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} sous sols.

(50x50) cm² —————> pour le RDC, 1^{er}, 2^{ème} étage.

(40 x40) cm² —————> pour le 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage.

(30x30) cm² —————> pour le 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étage.

⇒ Les sections sont vérifiées.

- $\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$:
- **Pour 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} sous sols** : $b = 60$ cm
 $h_e = 289 - 30 = 259$ cm
 $h_e / 20 = 259 / 20 = 12.95$ cm donc : $b = 60 \geq 12.95$ => condition vérifier
- **Pour le RDC** : $b = 50$
 $h_e = 289 - 30 = 259$
 $h_e / 20 = 259 / 20 = 12.95$ cm donc : $b = 50 \geq 12.95$ => condition vérifier
- **Pour 1^{er} et 2^{ème} étages** : $b = 50$ cm
 $h_e = 357 - 30 = 327$ cm
 $h_e / 20 = 327 / 20 = 16.35$ donc : $b = 50$ cm ≥ 16.35 cm => condition vérifier
- **Pour 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} étages** : $b = 40$ cm
 $h_e = 357 - 30 = 327$
 $h_e / 20 = 327 / 20 = 16.35$ donc : $b = 40$ cm ≥ 16.35 cm => condition vérifier
- **Pour le 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étages** : $b = 30$ cm
 $h_e = 357 - 30 = 327$
 $h_e / 20 = 327 / 20 = 16.35$ donc : $b = 30$ cm ≥ 16.35 cm => condition vérifier

- $1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$

$$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4 \qquad 1/4 \leq 30/30 \leq 4 \qquad 1/4 \leq 1 \leq 4 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4 \qquad 1/4 \leq 40/40 \leq 4 \qquad 1/4 \leq 1 \leq 4 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4 \qquad 1/4 \leq 50/50 \leq 4 \qquad 1/4 \leq 1 \leq 4 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4 \qquad 1/4 \leq 60/60 \leq 4 \qquad 1/4 \leq 1 \leq 4 \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ **La vérification aux flambements :**

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers ont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

Il faut vérifier que l'élancement λ des poteaux est :

$$\lambda = l_f/i \leq 50 \quad \text{avec :}$$

l_f : longueur de flambement ($l_f = 0,7l_0$), car notre poteau est encasté dans les deux cotés.

l_0 : hauteur libre du poteau. $l_0 = 3,57 - 0,35 = 1,897\text{m}$.

i : Rayon de giration ($i = \sqrt{I/S}$) avec S : section transversale du poteau (b x h)

I: moment d'inertie ($I = bh^3/12$).

a. pour 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} sous sols :

$$S = 60 \times 60, \quad l_0 = 286 \text{ cm}$$

$$l_f = 0.7 \times 286 = 200.2 \text{ cm}$$

$$I = \frac{60 \times 60^3}{12} = 1.08 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$S = 60 \times 60 = 3600 \text{ cm}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{1.08 \times 10^6}{3600}} = 17.32 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{200.2}{17.32} = \mathbf{11.55} \quad \square \quad \mathbf{50} \quad \text{condition vérifiée}$$

b. pour le RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage :

$$S = 50 \times 50, \quad l_0 = 357 \text{ cm}$$

$$l_f = 0.7 \times 357 = 249.9 \text{ cm}$$

$$I = \frac{50 \times 50^3}{12} = 5.2 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$S = 50 \times 50 = 2500 \text{ cm}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{5.20 \times 10^5}{2500}} = 14.42 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{249.9}{14.42} = \mathbf{17.33} \quad \square \quad \mathbf{50} \quad \text{condition vérifiée}$$

c. pour le 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{èm} étage :

$$S = 40 \times 40, \quad l_0 = 357 \text{ cm}$$

$$l_f = 0.7 \times 357 = 249.9 \text{ cm}$$

$$I = \frac{40 \times 40^3}{12} = 2.14 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$S = 40 \times 40 = 1600 \text{ cm}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{2.13 \times 10^5}{1600}} = 11.54 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{249.9}{11.57} = \mathbf{21.6} \square \mathbf{50} \quad \text{condition vérifiée}$$

d. pour le 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étage :

$$S = 30 \times 30, \quad l_0 = 357 \text{ cm}$$

$$l_f = 0.7 \times 357 = 249.9 \text{ cm}$$

$$I = \frac{30 \times 30^3}{12} = 6.75 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

$$S = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{6.75 \times 10^4}{900}} = 8.66 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{249.9}{8.66} = \mathbf{28.85} \square \mathbf{50} \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **Conclusion :**

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

- Introduction :

Dans ce chapitre, on fera l'étude des éléments du bâtiment qui, contrairement aux voiles qui participent à la résistance de la structure, peuvent être isolés et calculés séparément sous l'effet des seules charges qui leur reviennent, le calcul se fera conformément aux règles BAEL 91.

1) Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse, il est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferrailage se calcule sous l'effet de deux efforts et sera déterminé en flexion composée avec compression.

L'acrotère est sollicité par :

- Un effort normal G dû à son poids propre.
- Un effort horizontal Q dû à la main courante engendrant un moment de renversement M .

❖ Dimension de l'acrotère :

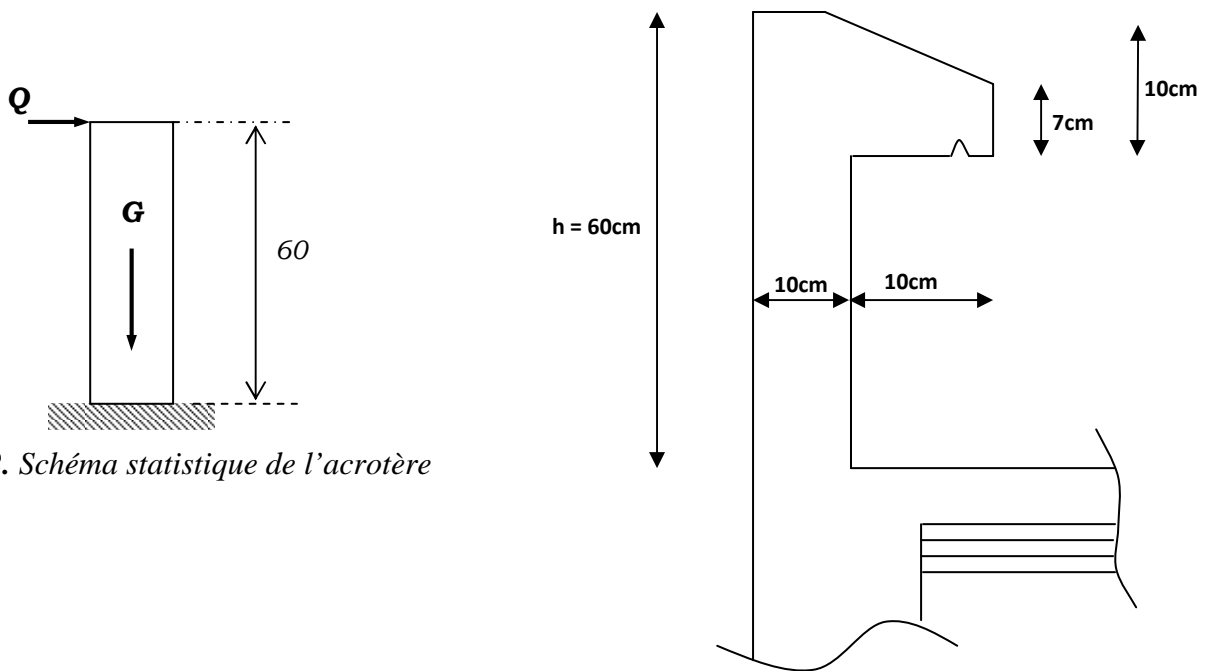


Figure III-2. Schéma statistique de l'acrotère

Fig III-1: Coupe verticale de l'acrotère

1.1) Détermination des sollicitations :

$G = \rho \cdot s \cdot l$ Avec : ρ : masse volumique du béton.
 S : section longitudinale de l'acrotère.

$$G = 25 \left[0.5 \times 0.1 + 0.2 \times 0.07 + \frac{0.03 \times 0.2}{2} \right] = 1.675 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge due à la poussée latérale Q : $Q = 1 \text{ KN/ml}$ -
 effort normal dû au poids propre : $N_G = G \times 1 = 1.675 \text{ KN}$
 - Moment de renversement dû à G : $M_G = 0$
 - Moment de renversement dû à Q : $M_Q = Q \cdot h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$
 - Effort tranchant T : $T = Q \cdot 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$.

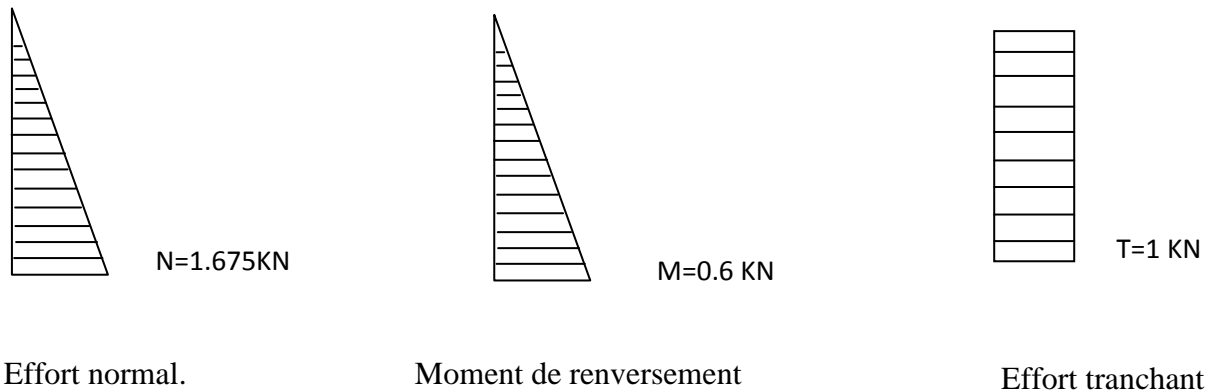


Fig III-3: Diagramme des efforts internes

1.2) Combinaison des charges :

$$\text{à L'ELU: } \begin{cases} N_u = 1,35 N_G = 1,35 \times 1,675 = 2,26 \text{ KN} \\ M_u = 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{à L'ELS: } \begin{cases} N_s = N_G = 1,675 \text{ KN} \\ M_s = M_Q = 0,6 \text{ KN.m} \end{cases}$$

1.3) ferrailage de l'acrotère :

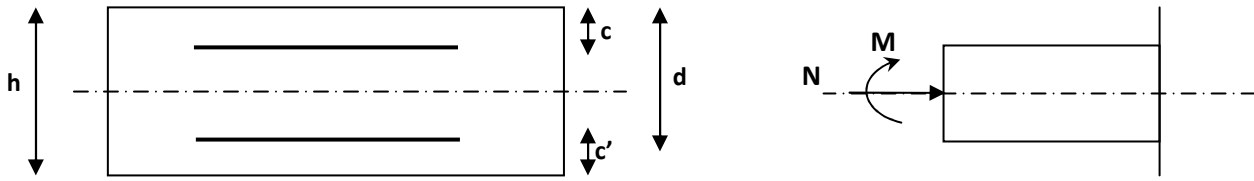
Pour le calcul, on considère une section rectangulaire soumise à la flexion composée, le calcul s'effectue à l'ELU puis la vérifie à l'ELS.

$$h = 10 \text{ cm (épaisseur de section)}$$

$$c = c' = 2 \text{ cm (enrobage)}$$

$$d = h - c = 8 \text{ cm (hauteur utile)}$$

M_f : moment fictif calculé par rapport au **CDG** des armatures tendues.



a) Calcul des armatures à l'ELU :

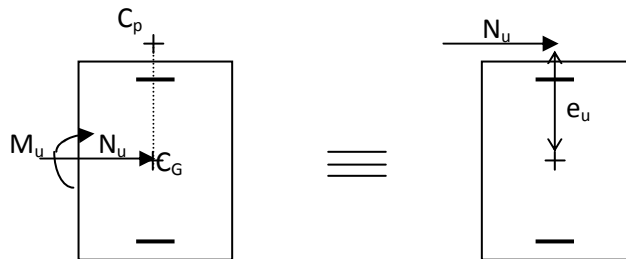
✓ **Position du centre de pression à l'ELU :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.26} = 0.398 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c = 5 - 2 = 3 \text{ cm On a :}$$

$$e_u = 39.8 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{SPC}$$

Le centre de pression (C_p) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.



D'où l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif, puis passer à la flexion composée ou la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

b) Calcul en flexion simple :

• **Moment fictif :**

$$M_f = N_U \times a \quad \text{Avec :}$$

a : distance entre le (c_p) et le centre de gravité (C_G) des armatures tendues.

$$a = e_u + \frac{h}{2} - c = 39.8 + 2 = 41.8 \text{ cm}$$

$$M_f = 2.26 \times 0.418 = 0.945 \text{ KN.m}$$

- **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{0.945 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.0104$$

$$\mu_u = 0.0104 < \mu_l = 0.392 \quad \Longrightarrow \quad \text{la section est simplement armée (SSA)}$$

- **Armatures fictive :**

$$\mu_u = 0.0104 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0.995$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\sigma_b}} = \frac{0.945 \times 10^3}{0.995 \times 8 \times \frac{400}{1.15}} = 0.34 \text{ cm}^2$$

- **La section réelle des armatures (flexion composée) :**

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\sigma_b} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = 0.34 - \frac{2.26 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.28 \text{ cm}^2$$

c) Vérification à l'ELU :

c.1) Condition de non fragilité (ART A.4.21BAEL91 modifié99) :

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la C N F : $A_u \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.455 d}{e_s - 0.185 d} \right]$$

$$\text{Avec : } e_s = \frac{M_S}{N_S} = \frac{0.6}{1.675} = 35.8 \text{ cm}$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \frac{100 \times 8 \times 2.1}{400} \left[\frac{35.8 - 0.455 \times 8}{35.8 - 0.185 \times 8} \right] = 0.90 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0.28 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.90 \text{ cm}^2$$

La condition n'est pas vérifiée, donc on adoptera $A_u = A_{\min} = 0.90 \text{ cm}^2$

Soit $A_U = \mathbf{4HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$; avec un espacement $S_t = \mathbf{25 \text{ cm}}$

c.2) Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit **4HA8 = 2.01** cm²/ml repartir sur 60 cm de hauteur avec un espacement $S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$.

c.3) Vérification de la contrainte de cisaillement [Art A.5.2.1 BAEL 91 modifié 99]:

La fissuration étant peu nuisible, donc : $\tau_u \leq \bar{\tau} = \min \{0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\} = 3.25 \text{ MPa}$.

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad V_u = 1.5 \times Q \quad \text{avec : } V_u : \text{effort tranchant.}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1 \times 0.08} = 0.018 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

\Longrightarrow Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c.4) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement [Art. A.6.1, 3 BAEL 91 modifié 99]:

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement

$\Psi_s = 1.5$ (Acier de haute adhérence).

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

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

$$\sum u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 100} = 0.21 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

- Ancrages des barres verticales :**

La longueur de scellement droit est :

$$L_s = \frac{\phi f_c}{4 \tau_s} = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.84} = 281.69 \text{ mm} \quad \text{Avec : } \tau_s = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa.}$$

d) Vérifications à L'ELS :

L'acrotère étant exposé aux intempéries, la fissuration est considérée comme préjudiciable.

- **Vérification de contraintes dans les aciers [Art A-4.5.2 BAEL 91 modifié 99] :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma} = \min \left\{ \frac{2}{3}f_e ; \max (0.5f_e ; 110\sqrt{nf_{tj}}) \right\}.$$

$$\bar{\sigma} = \min \{226.66 ; 201.63\} = 201.63$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_u}$$

$$M_s = 0.6 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad A_u = 2.01 \text{ cm}^2.$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_u}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.251 \rightarrow K_1 = 47.50 \rightarrow \beta_1 = 0.920$$

$$\sigma_s = \frac{0.6 \times 10^3}{0.920 \times 8 \times 2.01} = 40.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 40.55 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 201.63 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{la condition est vérifiée}$$

- **Vérification de contraintes dans le béton [Art A-4.5.2 BAEL91 modifié 99] :**

On doit vérifier la condition $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s = \frac{1}{k_1} \sigma_s = \frac{1}{47.50} \times 40.55 = 0.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

- **Espacement des barres [Art. A.8.2.4,2 BAEL 91 MODIFI2 99] :**

- Armatures principales : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$.

- Armatures de répartition : $S_t = 15 \text{ cm} \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$.

Les conditions étant vérifiées, donc le ferrailage ferrailages à l'ELU est suffisant.

❖ **Ferrailage adopté :**

Armatures principales : **4HA8/ml = 2.01 cm²** avec : **S_t = 25 cm.**

Armatures de répartition : **4 HA8/ml = 2.01 cm²** avec : **S_t = 15cm.**

- **Vérification au flambement :**

✓ **Calcul de l'élanement :**

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f \sqrt{A}}{\sqrt{I}}$$

λ : élanement de l'élément.

l_f : longueur de flambement.

i : rayon de giration.

I : moment d'inertie de la section.

A : section de l'élément.

$$A = 0.1 \times 1 = 0.1 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 0.1^3}{12} = 8.33 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

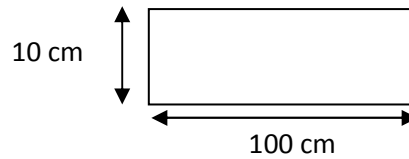
$$L_f = 2 l_0 = 2 H = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{1.2 \sqrt{0.1}}{\sqrt{8.33 \times 10^{-5}}} = 41.57$$

✓ **Vérification à l'élancement :**

$$\lambda \leq \max \left\{ 50 ; \min \left(\frac{670 e_u}{h} ; 100 \right) \right\} = \max \{ 50 ; 100 \} = 100$$

$$\lambda = 41.57 \leq 100 \implies \text{la condition est vérifiée.}$$



❖ **vérification de l'acrotère au séisme [Art. 6.2.3 RPA 99 version 2003] :**

• **Calcul de la force sismique :**

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les Equipment ancrés et la structure sont calculées suivant : $F_p = 4 A C_p W_p$.

A: coefficient d'accélération de zone, dans note cas :

$A = 0.15$ (Zone II, groupe d'usage 2).

$C_p = 0.3$ (Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires).

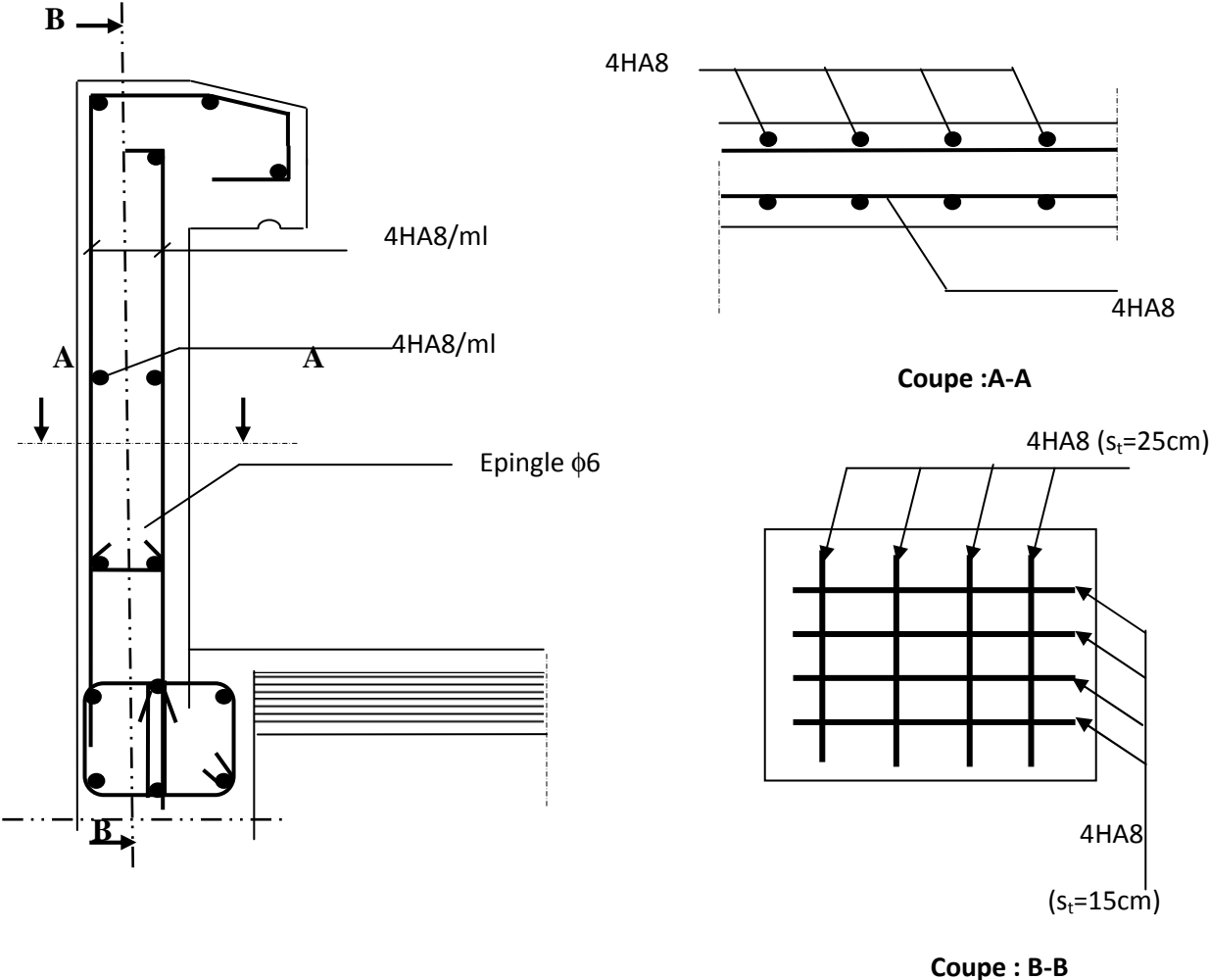
$W_p = 1.675 \text{ KN/ml}$. (Poids de l'élément).

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.3 \times 0.15 \times 1.675 = 0.30 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

Conclusion :

La condition étant vérifiée, donc l'acrotère sera calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

On opte pour un ferrailage qui est adopté précédemment.



Introduction :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de gradins horizontaux (marches et palier) permettent de passer d'un étages à un autre.

2) Calculs des escaliers :

Notre structure est munie de deux cages d'escaliers de mêmes types mais de dimension différents desservant la totalité des niveaux. Les escaliers seront réaliser en béton armé et coulés sur place, ils sont constitués des paliers de repos et de paillasse, et dans le cadre de notre projet on ne va pas faire le calcul de deux cages d'escaliers existant, mais on va considérer une cage d'escalier seulement.

2.1) Terminologie :

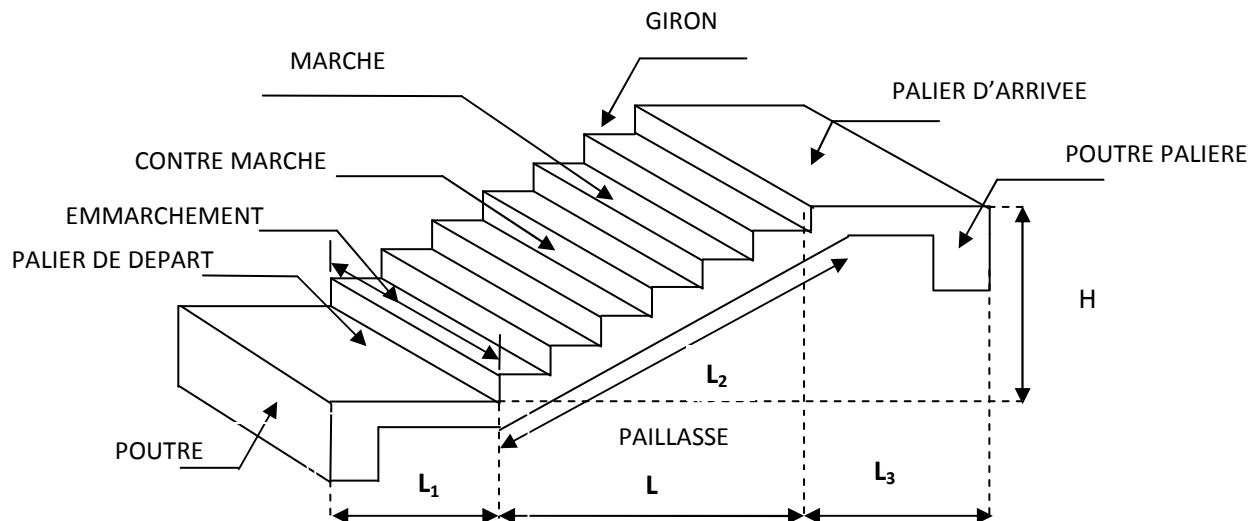


Figure II-1 :Schéma représentatif des escaliers.

❖ Caractéristiques dimensionnels :

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire ou arrondie ...etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets
- **Hauteur des contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeur courante varie entre 13cm et 17 cm.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étages.
- **L'emmarchement (E)** : représente la largeur de la marche.

- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armée incorporant les marches et les contre marches.

2.2) Type I (escalier d'étages courant) :

2.2.1) Pré dimensionnement de l'escalier :

a) Présentation schématique :

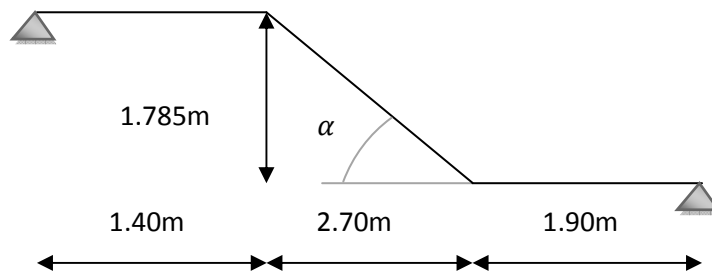


Fig.II.2. Dimensions de l'escalier à deux volées

Avec une hauteur d'étage de 3.75m, pour un bâtiment recevant du public la hauteur des marches est :

$$\begin{cases} 13\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm} \\ 28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm} \end{cases}$$

On prend la hauteur des marches : $h = 17\text{cm}$

$$\text{Nombre des contre marches} : n = \frac{H}{h} = \frac{178.5}{17} = 10 \implies n = 10 \text{ contre marches.}$$

Le nombre des marche : $m = n - 1 = 10 - 1 = 9$ marches

2.2.2) La loi de BLONDEL :

Elle consiste en une relation empirique qui lie h et g et qui permet de concevoir un escalier où on se déplace de façon confortable.

$$60\text{cm} \leq g + 2h \leq 64\text{cm}$$

Pour $h = 17\text{cm}$, on aura : $26\text{cm} \leq g \leq 30\text{cm}$ donc on prend : $g = 30\text{cm}$.

2.2.3) Dimensionnement de la paillasse :

$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20}$$

$$L = 9 \times 30 = 270\text{cm}$$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L} = \frac{178.5}{270} = 0.661 \implies \boxed{\alpha = 33.47^\circ}$$

$$\text{et : } L_2 = \frac{270}{\cos 33.47} = 323.67 \text{ cm.}$$

Longueur réelle de la paillasse :

$$L' = L_1 + L_2 + L_3 = 140 + 323.67 + 190 = 653.67 \text{ cm}$$

D'où :

$$\frac{653.67}{30} \leq e_p \leq \frac{653.67}{20} \implies 21.78 \text{ cm} \leq e_p \leq 32.68 \text{ cm.}$$

On prend :

$e_p = 25 \text{ cm}$

2.2.4) Détermination des charges et des surcharges :

Le calcul se fera pour une bonde de 1m de largeur et on considère une poutre simplement appuyée en flexion simple.

a) Charges permanentes :

➤ Palier :

$$\text{Poids propre : } 25 \times 0.25 \times 1 = 6.25 \text{ KN / ml}$$

$$\text{Poids du revêtement (carrelage+mortier+lit de sable+enduit ciment) : } 1 \times (0.44 + 0.4 + 0.36 + 0.44) = 1.64 \text{ KN/ml}$$

$$\mathbf{G_{palier} = 7.89 \text{ KN/ml}}$$

➤ Volée :

$$\text{Poids de la paillasse : } G_p = 25 \times \frac{e_p}{\cos \alpha} = 25 \times \frac{0.25}{\cos 33.47} = 7.49 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids des marches : } G_m = 25 \times \frac{0.17}{2} = 2.125 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Carrelages : } 0.44 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Mortier de pose : } 0.40 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Couche de sables : } 0.36 \text{ MN/ml}$$

$$\text{Poids propre du garde corps : } 0.20 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Enduit de ciment : } 0.44 \text{ KN/ml}$$

$$\mathbf{G_{volée} = 11.46 \text{ KN/ml}}$$

b) Les charges d'exploitations :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnés par le **DTR B.C.2.2** est :

$$Q = 2.5 \times 1\text{m} = 2.5 \text{ KN/ml}$$

➤ **Combinaison de charges et surcharges :**

Etat limite ultime :

$$\text{Palier : } q_u = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 \times 7.89 + 1.5 \times 2.5 = 14.4 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Volée : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 11.46 + 1.5 \times 2.5 = 19.22 \text{ KN/ml}$$

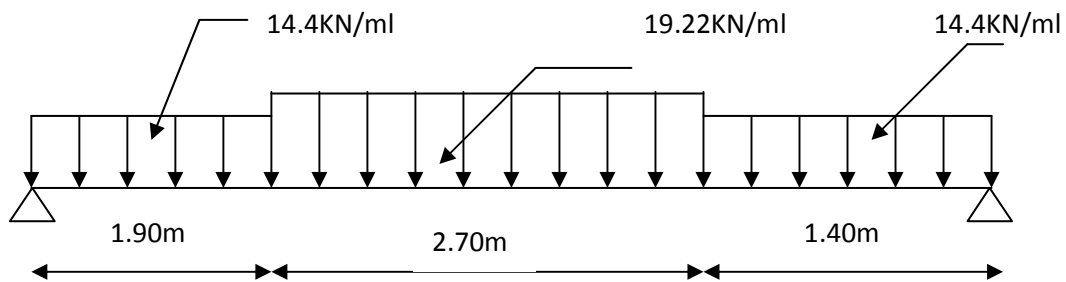
II.2.5) Le calcul des efforts internes :**a) Les réactions d'appuis :**

Figure III-3 : schéma statique d'escalier

$$\sum F = 0$$

$$R_A + R_B = 14.4 \times 1.9 + 19.22 \times 2.7 + 14.4 \times 1.4 = 99.41 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B \times (1.9 + 2.7 + 1.4) - 14.4 \times 1.4 \left(\frac{1.4}{2} + 2.7 + 1.9 \right) - 19.22 \times 2.7 \left(\frac{2.7}{2} + 1.9 \right) - 14.4 \times 1.9 \left(\frac{1.9}{2} \right) = 0$$

$$R_B \times 6 - 301.5 = 0$$

$$\Rightarrow \mathbf{R_B = 50.25KN}$$

$$\mathbf{R_A = 49.16KN}$$

b) Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

✓ **Efforts tranchants :**

Tronçon	Expression	X (m)	T(x) (KN)	Schéma statique à l'ELU
0 ≤ x ≤ 1.90	T(x)+49.16-14.4x=0	x = 0	T(0) = -49.16	
	T(x)=14.4x-49.16	x = 1.9	T(1.9) = -21.80	
1.9 ≤ x ≤ 4.6	T(x)+49.16-14.4(1.9)-19.22(x-1.9)	x = 1.9	T(1.9) = -21.8	
	T(x)=19.22(x-1.9) - 21.8	x = 4.6	T(4.6) = 30.1	
		x= 3.03	T(3.03) = 0	
0 ≤ x ≤ 1.4	T(x)+50.25-14.4x=0	x=0	T(0) = -50.25	
	T(x)= 14.4x-50.25	x=1.4	T(1.4) = -30.09	

✓ **Le moment fléchissant :**

Tronçons	Expression	X (m)	M(x) (KN/m)
0≤x≤1.9	M(x)-49.16x+14.4x ² /2=0	x= 0	M(0) = 0
	M(x) = 49.16 x - 14.4x ² /2	x= 1.9	M(1.9) = 67.41
1.9≤x≤4.6	M(x)-49.16x+14.4x(1.9-x/2) + 19.22(x-1.9) ² /2=0	x=1.9	M(1.9) = 67.41
	M(x)=49.16x-27.36(x-1.9/2)-9.61(x-1.9) ²	x= 4.6	M(4.6) = 56.21
		x=3.03	M(3.03) = 79.77
0≤x≤1.4	M(x)-50.25x+14.4x ² /2 = 0	x=0	M(0) = 0
	M(x) = 50.25x - 14.4x ² /2	x=1.4	M(1.4) = 56.23

❖ **Remarque :**

En tenant compte des semi encastrement les moments max entravée et en appuis sont affectés des coefficients réducteur 0.85 et 0.3 respectivement.

$$M_{\text{travée}} = 0.85 \times 79.77 = 67.8 \text{ KN/m}$$

$$M_{\text{appuis}} = - 0.3 \times 79.77 = - 23.93 \text{ KN/m}$$

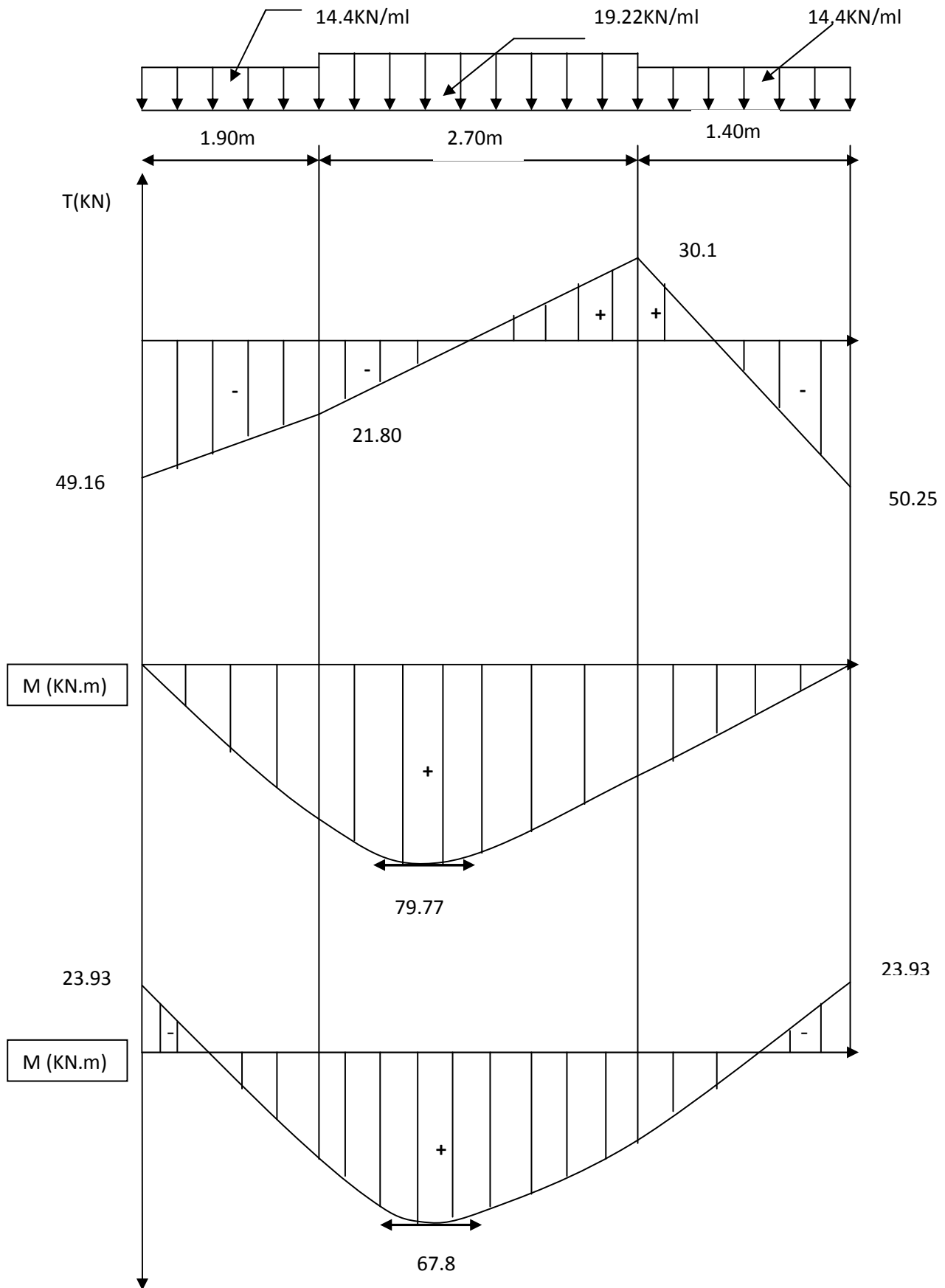


Figure II-4 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU

2.2.6) Ferrailage :**a) En travées :****a.1) Armatures principales :**

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{67.810^3}{100.23^2.14,2} = 0,09 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0,09 \Rightarrow \beta = 0,953$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{67.8.10^3}{0,953.23.348} = 8,88 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 8HA12 = 9,05 \text{ cm}^2$ avec un espacement $e = 12 \text{ cm}$

a.2) Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{9,05}{4} = 2,26 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA8 = 3,02 cm² avec un espacement de : $e = 16 \text{ cm}$

b) En appuis :**b.1) Armature principales :**

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{23.93.10^3}{100.23^2.14,2} = 0,031 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires ($A_a = 0$)

$$\mu_b = 0,032 \Rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{23.93.10^3}{0,984.23.348} = 3,03 \text{ cm}^2$$

Soit $A_a = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement $e = 25 \text{ cm}$

b.2) Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

2.2.7) Vérification à l'ELU :

- **Vérification du non fragilité du béton [Art. A-4.2.1 BAEL 91 modifié 99]:**

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 23 \cdot \frac{2,1}{400} = 2,77 \text{ cm}^2$$

$$\text{Aux appuis : } A_{\text{app}} = 3,03 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,11 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifier.}$$

$$\text{En travée : } A_{\text{tr}} = 9,23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,11 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifier.}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement [Art A.5.2.1 BAEL 91 modifié 99]:**

La fissuration étant peu nuisible, donc :

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = \min \{0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\} = \min \{3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{avec : } V_u : \text{effort tranchant.}$$

$$\tau_u = \frac{50,25 \times 10^3}{10^3 \cdot 230} = 0,218 \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

On conclue que le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement \Longrightarrow les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton [Art. A.6.1, 3 BAEL 91 modifié 99]:**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}.$$

$$\Psi_s = 1,5 \text{ (Acier de haute adhérence).}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

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

$$\sum u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 10 = 125,6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{50.25 \times 10^3}{0.9 \times 230 \times 125.6} = 1.93 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1.93 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

- **L'influence de l'effort tranchant aux appuis :**

- a) **L'influence sur le béton :**

$$T_u \leq 0.4b a \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec : } a = 0.9d = 20.7 \text{ cm}$$

$$T_u = 50.25 \text{ KN} \leq 0.4 \times 100 \times 20.7 \times \frac{25}{1.5} = 13800 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- b) **L'influence sur les armatures inférieure :**

$$A_s \geq \left(T_u + \frac{M_{ap}}{0.9d} \right) \frac{1.15}{f_e}$$

$$A_s = 3.14 \geq \left[50.25 \times 10^3 + 10^6 \left(-\frac{23.93}{207} \right) \right] \left(\frac{1.15}{400} \right) = 1.87 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.14 \text{ cm}^2 > 1.87 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des espacements :**

- a) **Armatures principale :**

$$St < \min (3h ; 33) = \min (75 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$St = \{12 ; 25\} \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

- b) **Armatures de répartition :**

$$St < \min (4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$St = \{16 ; 25\} \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

- **Ancrage des barres aux appuis (Art A. 6.1.23 ; BAEL 91) :**

La longueur de scellement droit est donnée par la relation suivante :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_{se}}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.400}{4 \cdot 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur du voile dans lequel il sera ancré, on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à $0,4 L_s$

$$L_a = 0,4 \cdot L_s = 0,4 \cdot 35,27 = 14,08 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } L_a = 15 \text{ cm.}$$

2.2.8) Calculs à l'ELS :

a) Combinaison de charges :

$$\text{Palier} : q_u = G + Q = 7.89 + 2.5 \cdot 10.39 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Volée} : q_u = G + Q = 11.46 + 2.5 = 13.96 \text{ KN/ml}$$

b) Calculs des efforts internes :

b.1) les réactions d'appuis :

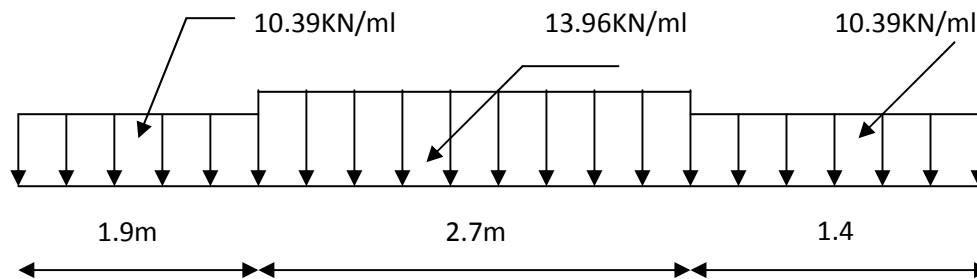


Figure II-5 : schéma statique d'escalier

$$\sum F = 0$$

$$R_A + R_B = 10.39 \times 1.9 + 13.96 \times 2.7 + 10.39 \times 1.4 = 71.98 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B \times (1.9 + 2.7 + 1.4) - 10.39 \times 1.4 \left(\frac{1.4}{2} + 2.7 + 1.9 \right) - 13.96 \times 2.7 \left(\frac{2.7}{2} + 1.9 \right) - 10.39 \times 1.9 \left(\frac{1.9}{2} \right) = 0$$

$$R_B \times 6 - 218.35 = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 36.39 \text{ KN}$$

$$R_A = 35.59 \text{ K}$$

b.2) Les valeurs des efforts tranchants et les moments fléchissant sont données dans le tableau suivant :

Tronçon	X (m)	T _y (KN)	M _z (KN/m)
0 ≤ x ≤ 1.9	X= 0	-35.59	0
	X= 1.9	-15.85	48.86
1.9 ≤ x ≤ 4.6	X= 1.9	-15.85	48.86
	X= 4.6	21.84	40.77
	X= 3.03	48.86	57.86
0 ≤ x ≤ 1.4	X= 0	-36.39	0
	X=1.4	21.84	40.77

❖ *Les moments en travées et en appuis :*

$$M_{\text{travée}} = 0.85 \times 57.86 = 49.18 \text{ KN/m}$$

$$M_{\text{appui}} = -0.3 \times 57.86 = -17.36 \text{ KN/m}$$

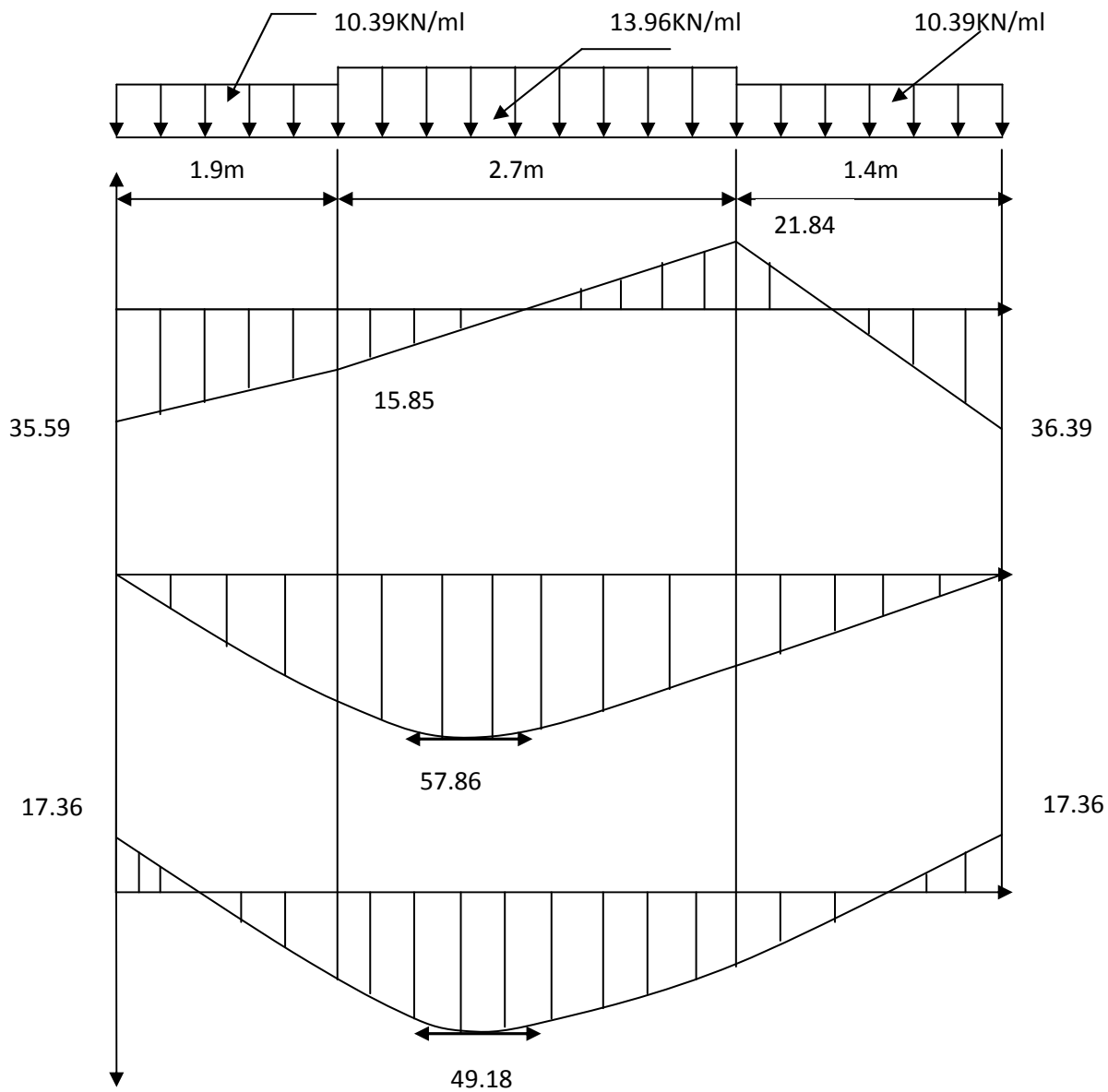


Figure II-6 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS

2.2.9) Vérification à l'ELS :

✓ **Etat limites de résistance de béton à la compression (Art. A : 4.5.2 BAEL99) :**

➤ **Aux appuis :** $M_a = 17.36 \text{ KN.m}$

$$A_{app} = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{app}}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 23} = 0.137 \rightarrow K_1 = 66.97 \rightarrow \beta_1 = 0.939$$

a) La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{app}}{\beta_1 d A_{app}} = \frac{17.36 \times 10^3}{0.939 \times 23 \times 3.14} = 256 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 256 \text{ MPa} < \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

b) La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s = \frac{1}{66.97} \times 256 = 3.82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travée :** $M_t = 49.18 \text{ KN.m}$

$$A_t = 9.05 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 9.05}{100 \times 23} = 0.393 \rightarrow K_1 = 37.08 \rightarrow \beta_1 = 0.904$$

a) La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{49.18 \times 10^3}{0.904 \times 23 \times 9.05} = 261.36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 261.36 \text{ MPa} < \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

b) La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s = \frac{1}{37.08} \times 261.36 = 7.05 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures (Art B.6.3 ; BAEL 91) :**

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

✓ **Vérification de la flèche [ART B.6.5,2 BAEL91 modifiée 99] :**

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont réunies :

$$- \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$- \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{49.18}{10 \times 57.86} = 0.084$$

$$\frac{h}{l} = \frac{25}{600} = 0.042 < 0.085 \quad \Longrightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Remarque :

les conditions ne sont pas réunies, donc la vérification de la flèche est indispensable.

$$f = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{1000} + 0.5 = \frac{600}{1000} + 0.5 = 1.10 \text{ cm}$$

$$M_t^s = 49.18 \text{ KN.m}$$

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa.}$$

▪ **Calcul du centre de gravité :**

$$h = V_1 + V_2 \quad ; \quad V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}.$$

$$\text{Avec : } S_{xx} = 15 \times A_t \times d + \frac{b \times h^2}{2} \quad (\text{moment statique}).$$

$$B_0 = 15 \times A_t + b \times h \quad (\text{Aire de la section homogénéisée}).$$

$$V_1 = \frac{15 \times A_t \times d + \frac{b \times h^2}{2}}{15 \times A_t + b \times h} = \frac{15 \times 9.05 \times 23 + \frac{100 \times 25^2}{2}}{15 \times 9.05 + 100 \times 25} = 13.04 \text{ cm.}$$

$$V_2 = h - V_1 = 25 - 13.04 = 11.96 \text{ cm.}$$

▪ **Calcul de I_{fv} :**

$$I_{fv} = \frac{b \times (V_1^3 + V_2^3)}{3} + 15 \times A_t \times (V_2 - C)^2 = \frac{100 \times (13.04^3 + 11.96^3)}{3} + 15 \times 9.05 \times (11.96 - 2)^2.$$

$$I_{fv} = 144403.95 \text{ cm}^4.$$

$$\lambda = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3) \times 0.393} = 0.021$$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{st} + f_{t28}}; 0\right) = 0.990$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{(1 + \lambda\mu)} = \frac{1.1 \times 144390.95}{1 + 0.021 \times 0.990} = 155595.11 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{49.18 \times 10^5 \times 600^2}{10 \times 10818.865 \times 23902.67 \times 10^2} = 1.05 \text{ m} = 10.5 \text{ cm}$$

$$f = 10.5 \text{ cm} < \bar{f} = 11 \text{ m} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

2.3) Type II (escalier du sous sols) :

2.3.1) Pré dimensionnement de l'escalier :

a) Présentation schématique :

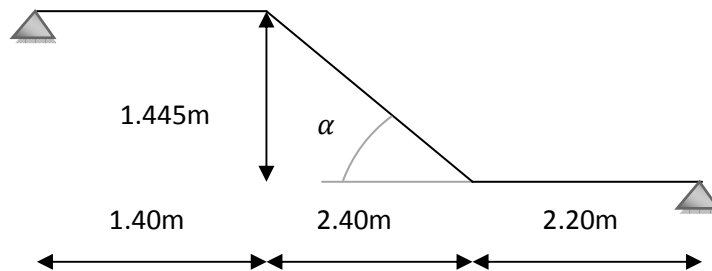


Fig.III-7 : Dimensions de l'escalier à deux volées

Avec une hauteur d'étage de 2.89 m, pour un bâtiment recevant du public la hauteur des marches est :

$$\left\{ \begin{array}{l} 13\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm} \\ 28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm} \end{array} \right.$$

On prend la hauteur des marches : $h = 17\text{cm}$

$$\text{Nombre des contre marches : } n = \frac{H}{h} = \frac{289}{17} = 17 \quad \Longrightarrow n = 17 \text{ contre marches.}$$

Les 17 contre marches sont réparties :

$$\text{Volée 1 : } n = 9 \text{ contre marches} \quad \Longrightarrow m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marche}$$

$$\text{Volée 2 : } n = 8 \text{ contre marches} \quad \Longrightarrow m = n - 1 = 8 - 1 = 7 \text{ marche}$$

- la hauteur de la marche

$$h = \frac{H}{n} = \frac{289}{17} = 17 \text{ cm}$$

- la largeur de la marche

$$g = \frac{l}{m} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

2.3.2) Vérification de la loi de BLONDEL :

$$60\text{cm} \leq g + 2h \leq 64\text{cm}$$

Pour $h = 17\text{cm}$, on aura : $26\text{cm} \leq g \leq 30\text{cm}$, Donc la relation de BLONDEL est vérifiée .

On prend : $g = 30\text{cm}$.

II.3.3) Dimensionnement de la pailasse :

$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20}$$

Epaisseur de la pailasse est donnée par la relation suivante : $\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20}$

Avec : $L' = L_1 + L_2 + L_3$

$$L_2 = \sqrt{l_1^2 + H^2} = \sqrt{240^2 + 144.5^2} = 280.14\text{cm}. \longrightarrow \cos\alpha = \frac{240}{280.14} = 0.86$$

$$\alpha = 31.05^\circ$$

$$L' = 140 + 280.14 + 220 = 640.14 \text{ cm}$$

$$\frac{640.14}{30} \leq e_p \leq \frac{640.14}{20} \implies 21.34 \leq e_p \leq 32$$

On opte pour : $e_p = 25 \text{ cm}$.

2.3.4) Détermination des charges et des surcharges :

Le calcul se fera pour une bonde de 1m de largeur et on considère une poutre simplement appuyée en flexion simple.

b) Charges permanentes :

Palier : $G = 7.89 \text{ KN/ml}$

Volée : $G = 11.26 \text{ KN/ml}$

c) Les charges d'exploitations :

$$Q = 2.5 \times 1\text{m} = 2.5 \text{ KN/ml}$$

❖ Combinaison de charges et surcharges :

Etat limite ultime :

$$\text{Palier : } q_u = 1.35 \times 7.89 + 1.5 \times 2.5 = 14.40 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Volée : } q_u = 1.35 \times 11.26 + 1.5 \times 2.5 = 18.95 \text{ KN/ml}$$

Etat limite de service :

Palier : $q_s = 7.89 + 2.5 = 10.39 \text{ KN/ml}$

Volée : $q_s = 11.26 + 2.5 = 13.76 \text{ KN/ml}$

2.3.5) Le calcul des efforts internes :

a) Les réactions d'appuis :

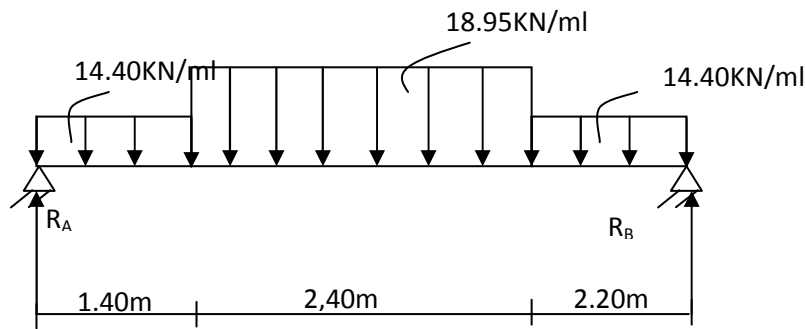


Fig.II-8 : Schéma statique équivalent

On trouve :

$R_A = 47.94 \text{ KN}$

$R_B = 49.38 \text{ KN}$

b) Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

✓ **Efforts tranchants :**

Tronçon	Expression	X (m)	T(x) (KN)	Schéma statique à l'ELU
$0 \leq x \leq 2.20$	$T(x) + 47.94 - 14.4 \times x = 0$	$x = 0$	$T(0) = -47.94$	
	$T(x) = 14.4 \times x - 47.94$	$x = 2.2$	$T(2.2) = -16.26$	
$2.2 \leq x \leq 4.6$	$T(x) + 47.95 - 14.4 (2.2) - 18.98(x - 2.2)$	$x = 2.2$	$T(2.2) = -16.26$	
	$T(x) = 18.98(x - 2.2) - 16.26$	$x = 4.6$	$T(4.6) = 29.29$	
		$x = 3.06$	$T(3.06) = 0$	
$0 \leq x \leq 1.4$	$T(x) + 49.38 - 14.4x = 0$	$x = 0$	$T(0) = -49.38$	
	$T(x) = 14.4x - 49.38$	$x = 1.4$	$T(1.4) = 29.22$	

✓ *Le moment fléchissant :*

Tronçons	Expression	X (m)	M(x) (KN/m)
0 ≤ x ≤ 2.2	$M(x) - 47.94x + 14.4 \frac{x^2}{2} = 0$ $M(x) = 49.94x - 14.4 \frac{x^2}{2}$	x = 0	M(0) = 0
		x = 2.2	M(2.2) = 70.62
2.2 ≤ x ≤ 4.6	$M(x) - 47.94x + 14.4 \times 2.2(x - \frac{2.2}{2}) + \frac{18.95}{2}(x - 2.2)^2 = 0$ $M(x) = 47.94x - 31.68(x - \frac{2.2}{2}) - 9.47(x - 1.9)^2$	x = 2.2	M(2.2) = 70.62
		x = 4.6	M(4.6) = 55.10
		x = 3.06	M(3.06) = 77.59
0 ≤ x ≤ 1.4	$M(x) - 49.38x + 14.4 \frac{x^2}{2} = 0$ $M(x) = 49.38x - 14.4 \frac{x^2}{2}$	x = 0	M(0) = 0
		x = 1.4	M(1.4) = 55.02

Remarque :

En tenant compte des semi encastrement les moments max entravée et en appuis sont affectés des coefficients réducteur 0.85 et 0.3 respectivement.

$$M_{travée} = 0.85 \times 77.59 = 65.95 \text{KN/m}$$

$$M_{appui} = -0.3 \times 77.59 = -23.27 \text{KN/m}$$

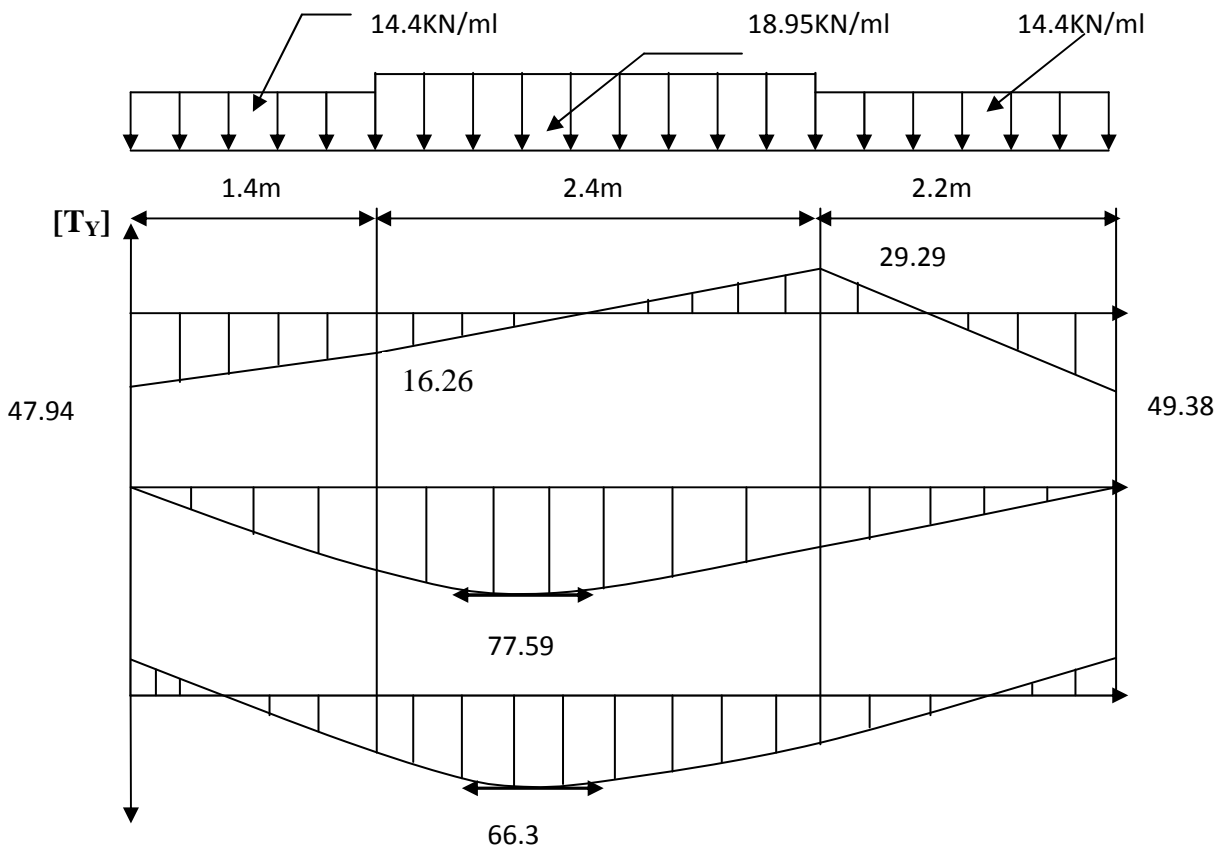


Figure II-9 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU

2.3.6) Ferrailage :a) *En travées :***a.1) Armatures principales :** $M_t = 66.3 \text{ KN.m}$ \implies les fibres inférieures qui sont tendues

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{66.3 \cdot 10^3}{100 \cdot 23^2 \cdot 14,2} = 0,088 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,088 \Rightarrow \beta = 0,954$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{66.3 \cdot 10^3}{0,954 \cdot 23 \cdot 348} = 8,68 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 8\text{HA}12 = 9,05 \text{ cm}^2$ avec un espacement $e = 12 \text{ cm}$ **a.2) Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{9,05}{4} = 2,26 \text{ cm}^2$$

Soit : $6\text{HA}8 = 3,02 \text{ cm}^2$ avec un espacement de : $e = 16 \text{ cm}$ b) *Aux appuis :***b.1) Armature principales :** $M_a = -23.40 \text{ KN.m}$ \implies les fibres supérieures qui sont tendues

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{23.40 \cdot 10^3}{100 \cdot 23^2 \cdot 14,2} = 0,031 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires ($A_a = 0$)

$$\mu_b = 0,031 \Rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{23.40 \cdot 10^3}{0,985 \cdot 23 \cdot 348} = 2,97 \text{ cm}^2$$

Soit $A_a = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St = 25 \text{ cm}$

b.2) Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

2.3.7) Vérification à l'ELU :

- **Vérification du non fragilité du béton [Art. A-4.2.1 BAEL 91 modifié 99]:**

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 23 \cdot \frac{2,1}{400} = 2,77 \text{ cm}^2$$

$$\text{Aux appuis : } A_{\text{app}} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,77 \text{ cm}^2 \implies \text{condition vérifier.}$$

$$\text{En travée : } A_{\text{tr}} = 9,05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,77 \text{ cm}^2 \implies \text{condition vérifier.}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement [Art A.5.2.1 BAEL 91 modifié 99]:**

La fissuration étant peu nuisible, donc :

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = \min \{0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\} = \min \{3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{avec : } V_u : \text{effort tranchant.}$$

$$\tau_u = \frac{49,38 \times 10^3}{10^3 \cdot 230} = 1,89 \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement \implies les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton [Art. A.6.1, 3 BAEL 91 modifié 99]:**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}.$$

$$\Psi_s = 1,5 \text{ (Acier de haute adhérence).}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

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

$$\sum u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 10 = 125,6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{49.38 \times 10^3}{0.9 \times 230 \times 125.6} = 0.21 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1.93 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

- **L'influence de l'effort tranchant aux appuis :**

- a) **L'influence sur le béton :**

$$T_u \leq 0.4b a \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec : } a = 0.9d = 20.7 \text{ cm}$$

$$T_u = 49.38 \text{ KN} \leq 0.4 \times 100 \times 20.7 \times \frac{25}{1.5} = 1380 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- b) **L'influence sur les armatures inférieure :**

$$A_s \geq \left(T_u + \frac{M_{ap}}{0.9d} \right) \frac{1.15}{f_e}$$

$$A_s = 3.14 \geq \left[49.38 \times 10^3 + 10^6 \left(-\frac{23.4}{207} \right) \right] \left(\frac{1.15}{400} \right) = 1.83 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.14 \text{ cm}^2 > 1.83 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des espacements :**

- a) **Armatures principale :**

$$St < \min(3h ; 33) = \min(75 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$St = \{12 ; 25\} \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

- b) **Armatures de répartition :**

$$St < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$St = \{16 ; 25\} \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

- **Ancrage des barres aux appuis (Art A. 6.1.23 ; BAEL 91) :**

La longueur de scellement droit est donnée par la relation suivante :

$$L_S = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_{se}}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = 0.6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \cdot (1.5)^2 \cdot 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_S = \frac{1.400}{4 \cdot 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

Vu que L_S dépasse l'épaisseur du voile dans lequel il sera ancré, on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à $0.4 L_S$

$$L_a = 0.4 \cdot L_S = 0.4 \cdot 35.27 = 14.08 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } L_a = 15 \text{ cm.}$$

2.3.8) Calculs à l'ELS :

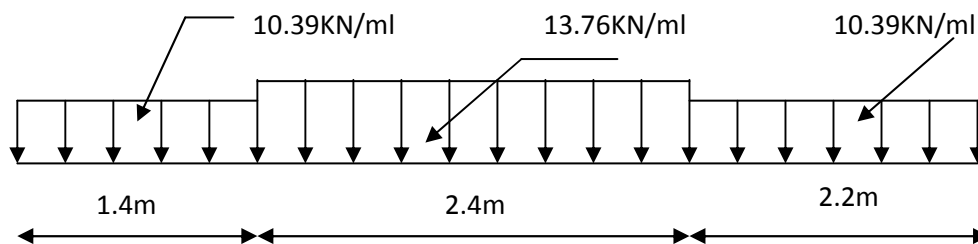
a) Combinaison de charges :

$$\text{Palier} : q_u = G + Q = 7.89 + 2.5 \cdot 10.39 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Volée} : q_u = G + Q = 11.26 + 2.5 = 13.76 \text{ KN/ml}$$

b) Calculs des efforts internes :

b.1) les réactions d'appuis :



$$\sum F = 0$$

$$R_A + R_B = 10.39 \times 2.2 + 13.76 \times 2.4 + 10.39 \times 1.4 = 70.42 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B \times (2.2 + 2.4 + 1.4) - 10.39 \times 1.4 \left(\frac{1.4}{2} + 2.4 + 2.2 \right) - 13.75 \times 2.7 \left(\frac{2.4}{2} + 2.2 \right) - 10.39 \times 2.2 \left(\frac{2.2}{2} \right) = 0$$

$$R_B \times 6 - 214.52 = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 35.75 \text{ KN}$$

$$R_A = 34.67 \text{ K}$$

b.2) Les valeurs des efforts tranchants et les moments fléchissant sont données dans le tableau suivant :

Tronçon	X (m)	T _y (KN)	M _z (KN/m)
0 ≤ x ≤ 2.2	X= 0.00	-34.67	0
	X= 2.20	-11.81	51.13
2.2 ≤ x ≤ 4.6	X= 2.20	-11.81	51.13
	X= 4.60	21.21	39.85
	X= 3.05	48.86	56.20
0 ≤ x ≤ 1.4	X= 0.00	-35.75	0
	X= 1.40	21.21	39.85

❖ *Les moments en travées et en appuis :*

$$M_{\text{travée}} = 0.85 \times 56.20 = 47.77 \text{ KN/m}$$

$$M_{\text{appuis}} = -0.3 \times 56.20 = -16.86 \text{ KN/m}$$

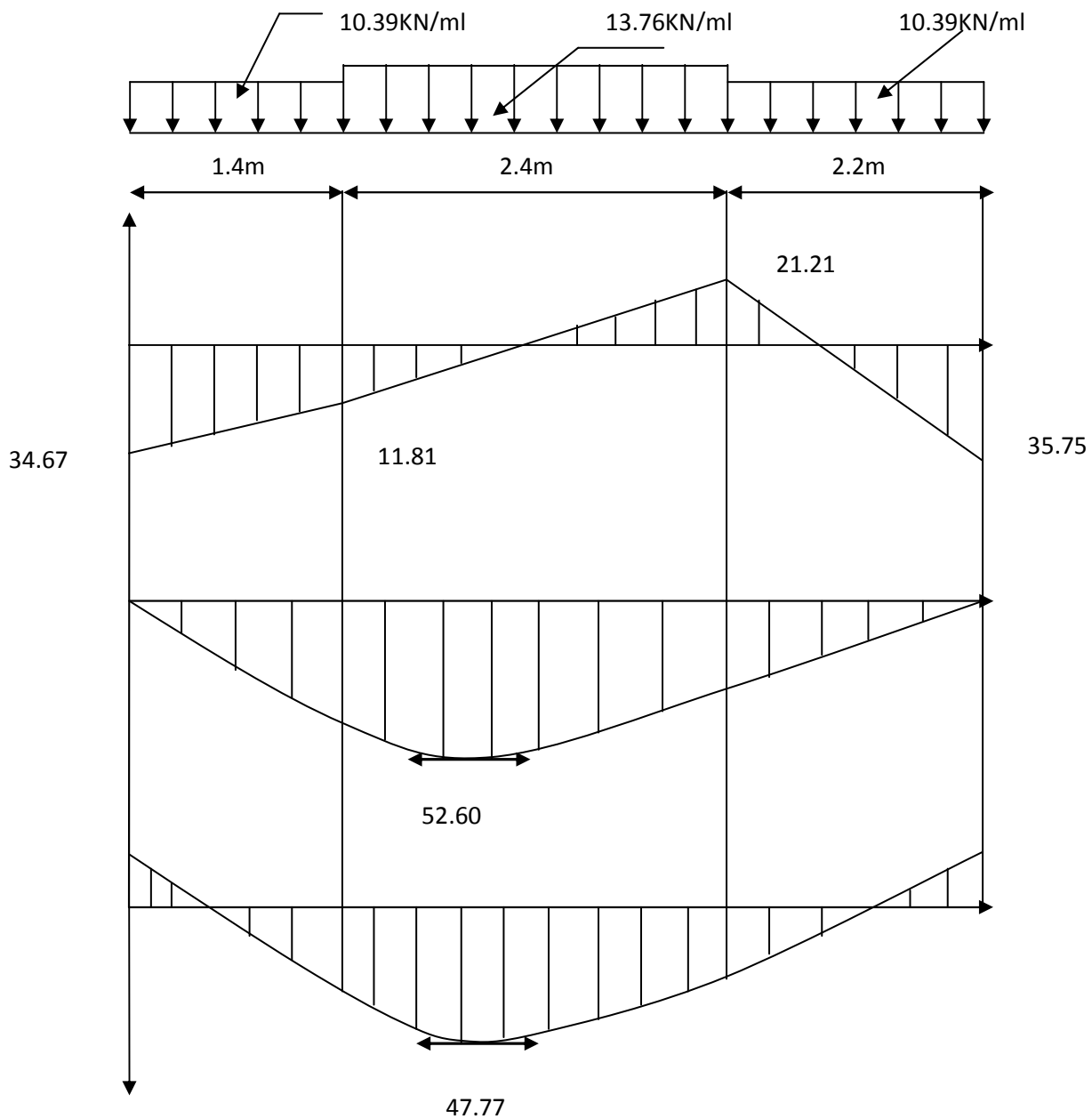


Figure II-10 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS

2.3.9) Vérification à l'ELS :

✓ **Etat limites de résistance de béton à la compression (Art. A : 4.5.2 BAEL99) :**

➤ **Aux appuis :** $M_a = 16.86 \text{ KN.m}$
 $A_{app} = 3.14 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{app}}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 23} = 0.137 \rightarrow K_1 = 66.97 \rightarrow \beta_1 = 0.939$$

a) **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{app}}{\beta_1 d A_{app}} = \frac{16.86 \times 10^3}{0.939 \times 23 \times 3.14} = 248.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 248.62 \text{ MPa} < \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

b) **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s = \frac{1}{66.97} \times 248.62 = 3.71 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travée :** $M_t = 47.77 \text{ KN.m}$
 $A_t = 9.05 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 9.05}{100 \times 23} = 0.393 \rightarrow K_1 = 37.08 \rightarrow \beta_1 = 0.904$$

a) **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{47.77 \times 10^3}{0.904 \times 23 \times 9.05} = 253.87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 253.87 \text{ MPa} < \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

b) **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s = \frac{1}{37.08} \times 253.87 = 6.85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures (Art B.6.3 ; BAEL 91) :**

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

✓ **Vérification de la flèche [ART B.6.5,2 BAEL91 modifiée 99] :**

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont réunies :

$$- \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$- \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{49.18}{10 \times 57.86} = 0.084$$

$$\frac{h}{l} = \frac{25}{600} = 0.042 < 0.085 \quad \Longrightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Remarque :

les conditions ne sont pas réunies, donc la vérification de la flèche est indispensable.

$$f = \frac{M_t^S \times l^4}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{1000} + 0.5 = \frac{600}{1000} + 0.5 = 1.10 \text{ cm.}$$

$$M_t^S = 47.77 \text{ KN.m}$$

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa.}$$

▪ **Calcul du centre de gravité :**

$$h = V_1 + V_2 \quad ; \quad V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}.$$

$$\text{Avec : } S_{xx} = 15 \times A_t \times d + \frac{b \times h^2}{2} \quad (\text{moment statique}).$$

$$B_0 = 15 \times A_t + b \times h \quad (\text{Aire de la section homogénéisée}).$$

$$V_1 = \frac{15 \times A_t \times d + \frac{b \times h^2}{2}}{15 \times A_t + b \times h} = \frac{15 \times 9.05 \times 23 + \frac{100 \times 25^2}{2}}{15 \times 9.05 + 100 \times 25} = 13.04 \text{ cm.}$$

$$V_2 = h - V_1 = 25 - 13.04 = 11.96 \text{ cm.}$$

▪ **Calcul de I_{fv} :**

$$I_{fv} = \frac{b \times (V_1^3 + V_2^3)}{3} + 15 \times A_t \times (V_2 - C)^2 = \frac{100 \times (13.04^3 + 11.96^3)}{3} + 15 \times 9.05 \times (11.96 - 2)^2.$$

$$I_{fv} = 144390.85 \text{ cm}^4.$$

$$\lambda = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2+3) \times 0.393} = 0.021$$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{st} + f_{t28}} ; 0\right) = 0.990$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{(1 + \lambda \mu)} = \frac{1.1 \times 144390.85}{1 + 0.021 \times 0.990} = 155595.11 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_s L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{47.77 \times 10^5 \times 600^2}{10 \times 10818.86 \times 155595.11 \times 10^2} = 1.02 \text{ cm} < 1.1 \text{ cm}$$

$$f = 10.20 \text{ cm} < \bar{f} = 11 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

3) Etude de la poutre palière :

C'est une poutre qui se situe au niveau du palier intermédiaire à mi-étage, elle est encadrée dans les poteaux de la cage d'escalier. Le calcul se fera en flexion simple et en torsion, mais on se limitera à la flexion simple car elle nous donne les moments les plus défavorables.

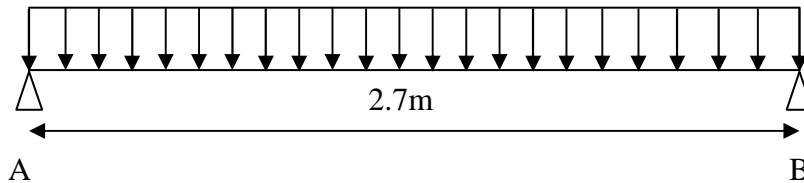


Figure III-1 : Schéma statique de la poutre palière.

3.1.1) Pré dimensionnement de la poutre :

Le RPA 99 (version 2003) exige les conditions suivantes [Art : 7.5.1] :

$$\begin{cases} h_t \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{cases}$$

- **La hauteur :**

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \text{ avec : } l = 2.7 \text{ m.}$$

$$\frac{270}{15} \leq h \leq \frac{270}{10} \rightarrow 18 \leq h \leq 27 \rightarrow \text{Soit: } h = 30 \text{ cm}$$

- **La largeur :**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \rightarrow 12 \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

$$\text{soit: } b = 20 \text{ cm}$$

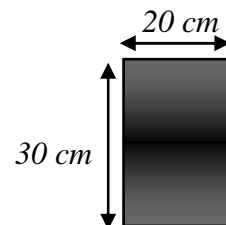


Figure III-2 : Détails de la poutre

- Vérification des exigences du RPA :

$$\begin{cases} h_t = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ b = 20 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} = 1.5 \leq 4 \end{cases} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3.1.2) Détermination des charges et surcharges :

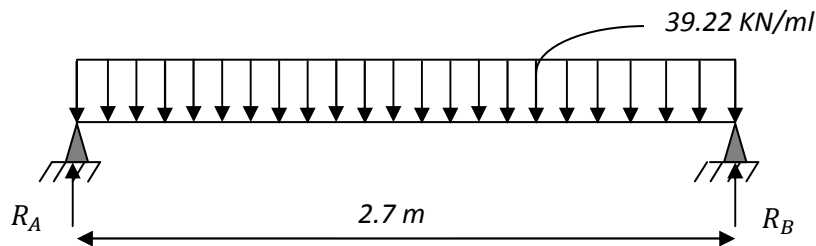
Elle est soumise à son poids propre, à la réaction du palier et au poids du mur.

- Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0.3 \times 0.2 = 1.5 \text{ KN/ml}$
- Action du palier à l'ELU : $R_u = 50.22 \text{ KN}$
- Action du palier à l'ELS : $R_s = 36.39 \text{ KN}$

❖ Combinaison de charge :

- à l'ELU : $q_u = 1.35(1.5) + 37.2 = 39.22 \text{ KN/ml}$
- à l'ELS : $q_s = 1.5 + 26.95 = 28.45 \text{ KN/ml}$

3.1.3) Calcul des efforts internes à l'ELU :



a) Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{39.22 \times 2.7}{2} = 52.95 \text{ KN}$$

$$R_A = R_B = 52.95 \text{ KN}$$

b) Calcul des efforts tranchants :

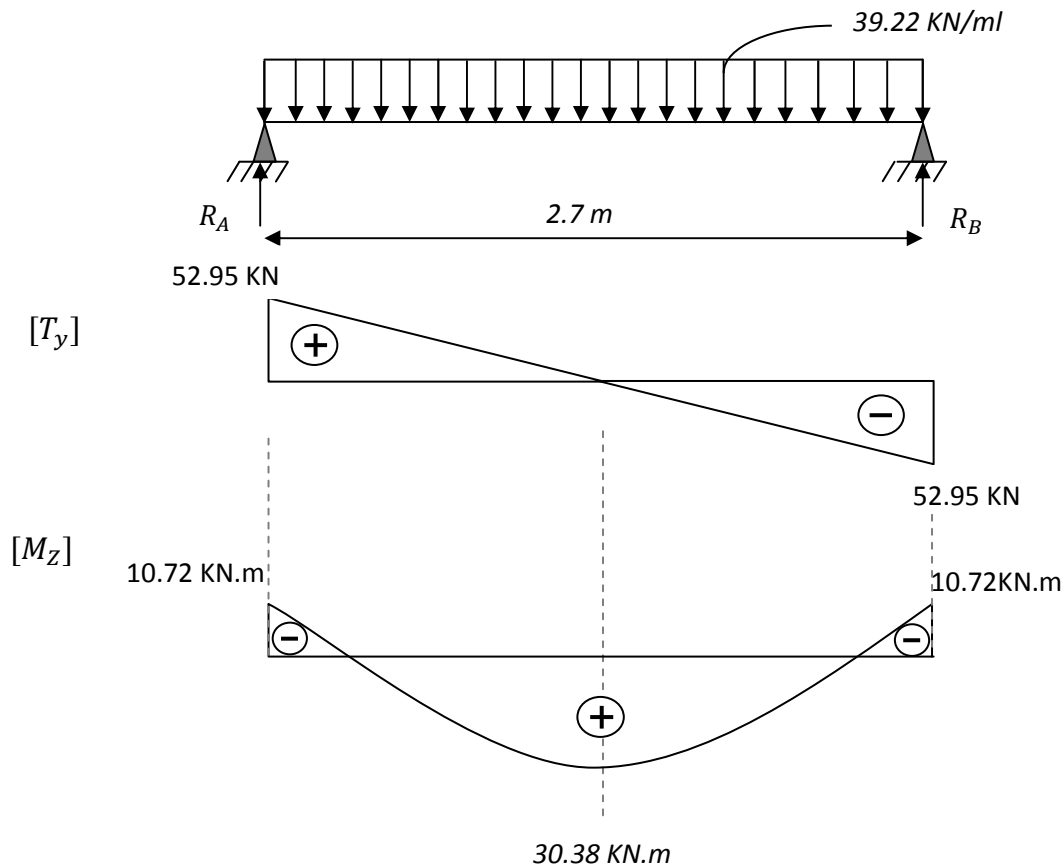
$$T_{\max} = |R_A| = |R_B| = 52.95 \text{ KN}$$

c) Calcul des moments fléchissant :

- Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{39.22 \times 2.7^2}{8} = 35.74 \text{ KN.m}$

En tenant compte du semi-encastrement :

- Moment en appuis : $M_a = -0.3 M_0 = -10.72 \text{ KN.m}$
- Moment en travée : $M_t = 0.85 M_0 = 30.38 \text{ KN.m}$



3.2.) Calcul des armatures :

➤ En travée :

$$M_t = 30.38 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{30.38 \times 10^6}{200 \times 280^2 \times 14.2} = 0.136 < 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.136 \rightarrow \beta = 0.927$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{30.38 \times 10^3}{0.927 \times 28 \times 348} = 3.36 \text{ cm}^2$$

On adopte le ferrailage suivant : 3HA14 = 4.62 cm² donc: $A_t = 4.62 \text{ cm}^2$

➤ Aux appuis :

$$M_a = 10.72 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{10.72 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14.2} = 0.048 < 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.048 \rightarrow \beta = 0.975$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10.72 \times 10^3}{0.975 \times 28 \times 348} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On adopte le ferrailage suivant : **3HA 10** donc $A_a = 2.35 \text{ cm}^2$

► **Les armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = \left(\frac{300}{35}; 12; \frac{200}{10}\right) = 8.57 \text{ mm.}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$. Soit : **4HA8** = **2.01 cm²**. (Un cadre et un étrier)

❖ **Calcul des espacements : [Art A.5.1, 22 BAEL 91 modifiée 99] :**

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) = \min(25.2 ; 40 \text{ cm}).$$

Soit : **S_t = 25 cm**.

La section d'armatures transversales doit vérifiées :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \dots \dots \dots [\text{Art A.5.1,23 BAEL 91 modifiée 99 }].$$

$$\frac{4.62 \times 400}{20 \times 20} = 4.62 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Calcul des espacements selon le RPA 99(version 2003) :[Art 7.5.22] :**

▪ **Dans la zone nodale :**

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = (7.5 ; 16.8 \text{ cm}) = 7.5 \text{ cm.}$$

Soit: **S_t = 7.5 cm**

$L' = 2h = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$ (L' : est la longueur de la zone nodale).

▪ **Dans la zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

Soit: **S_t = 15 cm**

3.3) Vérification à l'ELU :

✓ **Condition de non fragilité [Art A.4.2, 1BAEL 91 modifié 99] :**

$$A \geq A_{min} = 0.23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 20 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.68 \text{ cm}^2 < 4.62 \text{ cm}^2.$$

⇒ Condition vérifiée.

✓ **Vérification de l'effort tranchant [Art A.5.1, 211 BAEL 91 modifiée 99] :**

$$\text{Fissuration peu nuisible donc: } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_u = \frac{52.95 \times 10^3}{200 \times 280} = 0.95 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas risque de cisaillement.

✓ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis [Art A.5.1, 321 BAEL 91 modifiée 99] :**

▪ **Influence sur les armatures inférieures :**

On doit vérifier que : $A_a \geq A_{min} = \frac{\gamma_s \times (V_u + \frac{M_u}{0.9d})}{f_e}$

$$A_{min} = \frac{1.15 \times \left(52.95 \times 10^3 - \frac{10.72 \times 10^6}{0.9 \times 280} \right)}{400} = 29.93 \text{ mm}^2 = 0.29 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.35 > 0.29 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Influence sur le béton [Art : A.6.1,3 BAEL 91 modifiée 99] :**

On doit vérifier que : $\frac{2 \times V_u^{max}}{b \times a} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \implies V_u^{max} \leq \frac{0.4 \times f_{c28} \times 0.9d \times b}{\gamma_b}$

$$V_u^{max} = 52.95 \text{ KN} \leq \frac{0.4 \times 25 \times 10^2 \times 0.9 \times 28 \times 20}{1.5} = 336 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Vérification de la contrainte de l'adhérence et d'entraînement : [Art A.6.1, 3 BAEL 91 modifiée 99] :**

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} \quad \text{avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \quad \sum U_i : \text{Somme des perimetres utiles des armatures d'appui.}$$

$$\sum U_i = 3 \times \pi \times 1.4 = 13.2 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{52.95 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 132} = 1.59 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1.59 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.1) calcul des efforts internes à l'ELS :

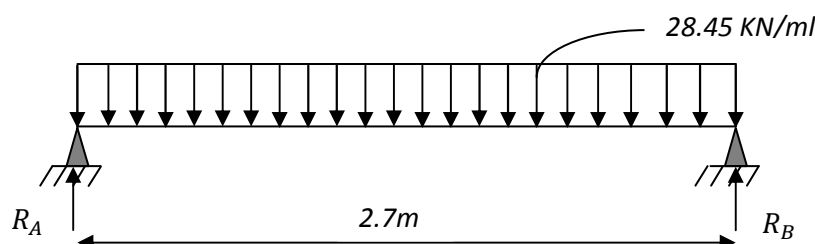


Figure III-3 : Schéma statique de calcul.

a) *Calcul des réactions d'appuis :*

$$R_A = R_b = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{28.45 \times 2.7}{2} = 38.4 \text{ KN}$$

$$R_A = R_b = 38.4 \text{ KN}$$

b) *Calcul des efforts tranchants :*

$$T_{max} = |R_A| = |R_B| = 38.4 \text{ KN}$$

c) *Calcul des moments fléchissant :*

- Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{28.45 \times 2.7^2}{8} = 25.93 \text{ KN.m}$

En tenant compte du semi-encastrement :

- Moment en appuis : $M_a = -0.3 M_0 = -7.78 \text{ KN.m}$

- Moment en travée : $M_t = 0.85 M_0 = 22.04 \text{ KN.m}$

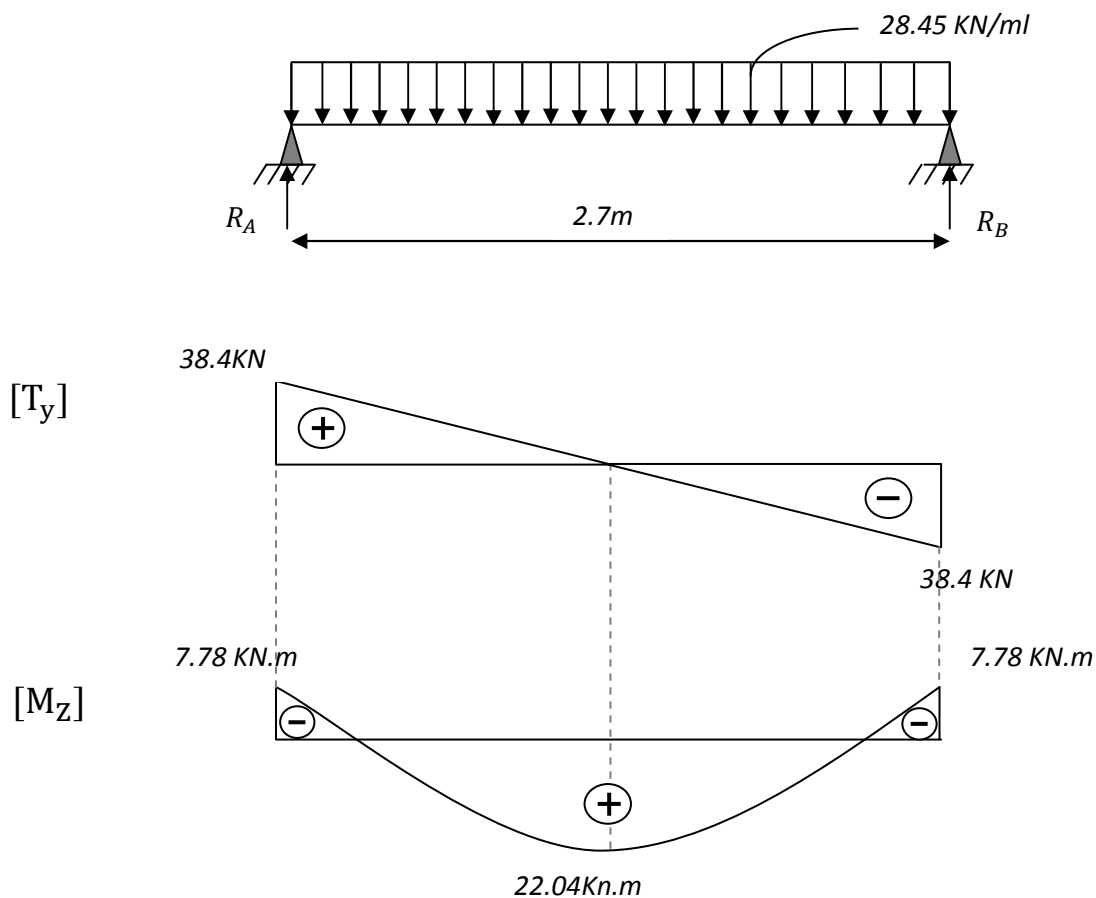


Figure III.4: Diagrammes des efforts internes à l'ELS.

3-4-2) Vérifications à l'ELS :

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

➤ **En travée :**

$$M_{ts} = 22.04 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad A_t = 4.52 \text{ cm}^2.$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{20 \times 28} = 0.807 \rightarrow K_1 = 23.76 \rightarrow \beta_1 = 0.831$$

• **De l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{22.04 \times 10^3}{0.831 \times 28 \times 4.52} = 222.88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 222.88 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Du béton :**

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s = \frac{1}{23.76} \times 222.88 = 3.39 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

→ Condition vérifiée

➤ **En appuis :**

$$M_{as} = 7.78 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad A_a = 2.35 \text{ cm}^2.$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.35}{20 \times 28} = 0.420 \rightarrow K_1 = 35.5 \rightarrow \beta_1 = 0.901$$

• **De l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{7.78 \times 10^3}{0.901 \times 28 \times 2.35} = 131.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 131.23 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Du béton :**

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s = \frac{1}{35.5} \times 131.23 = 3.7 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Vérification de la flèche [Art.B.6.5,1 BAEL 91 modifié 99] :**

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si la condition suivante est vérifiée:

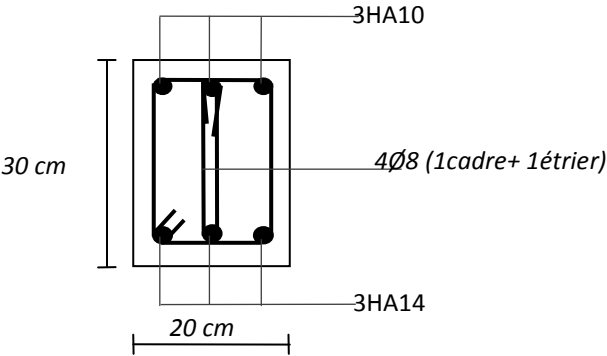
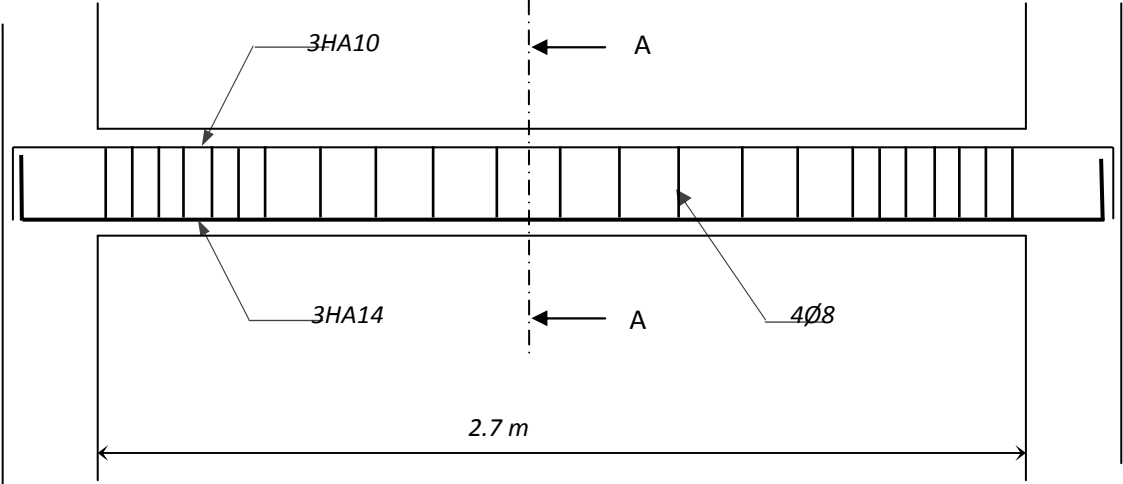
$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{270} = 0.111 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{22.04}{10 \times 25.93} = 0.085 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

Conclusion : on adopte les armatures calculées à l'ELU car sont vérifiées à l'ELS.

Fig. III.5 : Plan de ferrailage de la poutre palière



Coupe A-A

4) Calcul de la cage d'ascenseur :

4-1) Introduction :

La dalle de la salle machine est une dalle pleine qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou de la terrasse, cela est dû au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, on tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle. La vitesse d'entraînement $V = 1\text{ m/s}$, la surface de la cabine est de $(1.9 \times 1.9)\text{ m}^2$, la charge total que transmet le système de levage avec la cabine chargés est de **9 tonne** répartie sur une surface de $(0.8 \times 0.8)\text{ m}^2$.

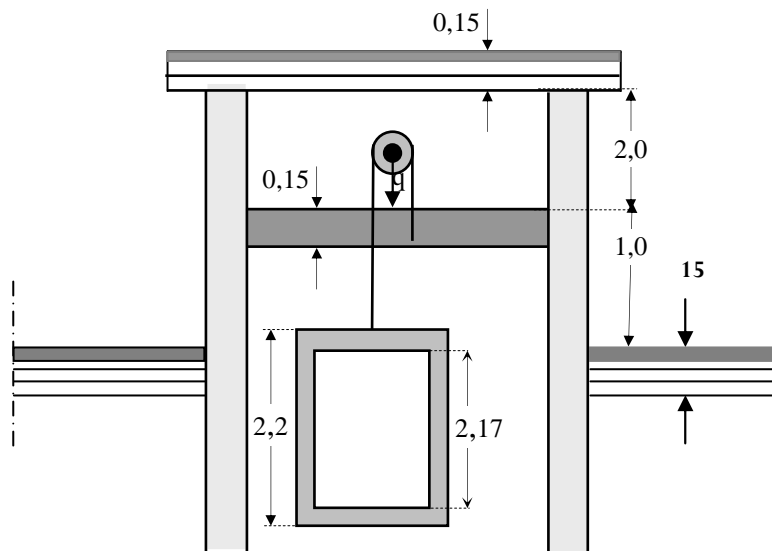


Figure IV.1 : Cage d'ascenseur

4-2) Calcul de la dalle pleine de la salle machine :

La dalle repose sur quatre appuis, elle est soumise à une charges localisé, son calcul se fait à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui fournissent des coefficients qui permette de calculer les moment engendré par ces charges suivant la petite et la grande portée.

a) Epaisseur de l

$$h_t = \frac{Lx}{30} = \frac{190}{30} = 6.33\text{cm.}$$

h_t doit être au moins égale à 12cm (RPA99 version 2003) ;

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

L'étude des dalles reposant librement sur leurs pourtours et soumises à des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

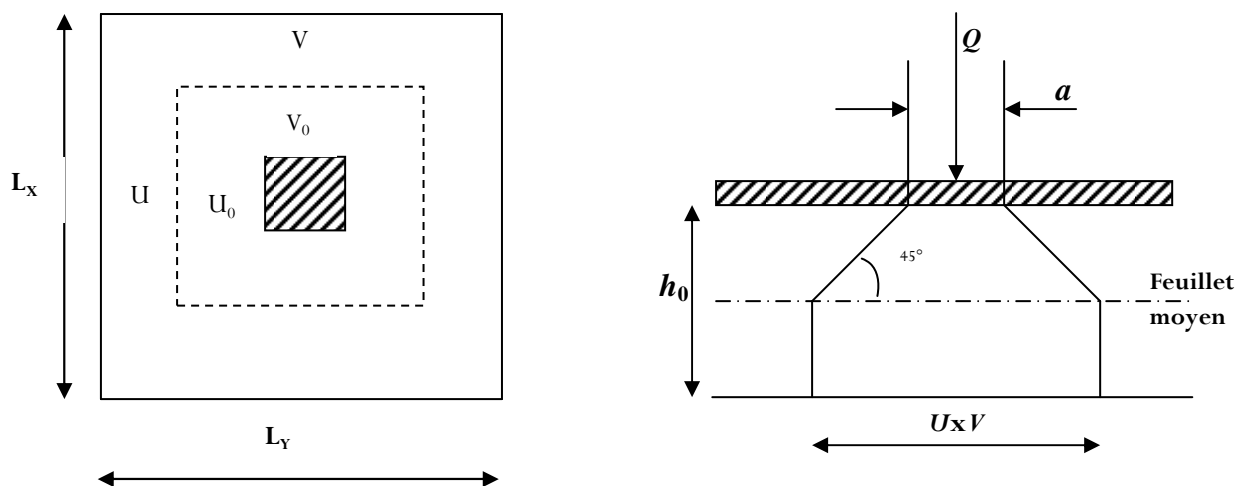


Figure IV.2 : Schéma de la diffusion des charges de la salle machine.

$$U = U_0 + K \cdot e + h_0$$

$$V = V_0 + K \cdot e + h_0$$

Avec : h : épaisseur de la dalle = 15 cm.

$K = 2$: pour un revêtement en béton armé.

$e = 0$: épaisseur du revêtement.

$U_0 = 80$ cm.

$V_0 = 80$ cm.

q : La charge uniformément répartie par l'unité de longueur.

p : charge transmise par le système de levage.

$$U = U_0 + 2e + h_0 = 80 + 2 \times 0 + 15 = 95 \text{ cm.}$$

$$V = V_0 + 2e + h_0 = 80 + 2 \times 0 + 15 = 95 \text{ cm.}$$

4-3) Détermination des sollicitations :

a) A l'ELU :

$$P_u = 1.35xP = 1.35x 90 = 121.5 \text{ KN}$$

$$q_u = 1.35G \times 1.5Q = 1.35 (25xe_p) + 1.5x 1 = 6.56 \text{ KN/ml avec } e_p = 15 \text{ cm}$$

b) A l'ELS :

$$P_s = P = 90 \text{ KN}$$

$$q_s = G + Q = (25x0.15) + 1 = 4.75 \text{ KN/ml}$$

4-4) Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage :a) Les moments dus aux systèmes M_{x1} et M_{y1} :

$$M_{x1} = P_u (M_1 + v. M_2)$$

$$M_{y1} = P_u (M_2 + v. M_1)$$

$$v : \text{Coefficient de poisson} \implies \begin{cases} v = 0 & \text{à l'ELU} \\ v = 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

M_1 et M_2 coefficients donnés en fonction de $(\rho; \frac{U}{l_x}; \frac{V}{l_y})$ à partir des abaques de PIGEAUD.

$$\left. \begin{aligned} \rho &= \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,90}{1,90} = 1 \\ \frac{u}{l_x} &= \frac{0,95}{1,90} = 0,5 \\ \frac{v}{l_y} &= \frac{0,95}{1,90} = 0,5 \end{aligned} \right\} M_1=0,09 \text{ et } M_2= 0,09$$

A l'ELU :

$$M_{x1} = P_u \times M_1 = 121,5 \times 0,09 = 10,94 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P_u \times M_2 = 121,5 \times 0,09 = 10,94 \text{ KN.m}$$

b) Les moments dus aux poids propre de la dalle pleine M_{x2}, M_{y2} :

$\rho = 1 > 0,4 \implies$ La dalle travail dans les deux sens.

$$\rho = 1 \implies \mu_x = 0,0368$$

$$\mu_y = 1$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

$$M_{x2} = 0,0368 \times 6,56 \times (1,90)^2 = 0,872 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,872 \times 1 = 0,872 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10,94 + 0,872 = 11,81 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10,94 + 0,872 = 11,81 \text{ KN.m}$$

Remarque:

Afin de tenir compte des semi encastremets de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés.

Ferrailage:

Il se fera pour une bonde de 1m de largeur.

➤ **Sens X-X :**

• **Aux appuis :**

$$M_a = 0,3 \times 11,81 = 3,54 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3,54 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,014 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{3,54 \times 10^3}{0,993 \times 13 \times 348} = 0,78 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm² Avec : St = 25 cm

• **En travée :**

$$M_t = 0,95 \times 11,81 = 11,22 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{11,22 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,046 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \quad \Rightarrow \beta = 0,976$$

$$A_t = \frac{11,22 \cdot 10^3}{0,976 \times 13 \times 348} = 2,55 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3,14 cm² Avec : St = 25 cm

➤ **Sens Y-Y :**

Aux appuis :

$$M_a = 0,5 \times 11,81 = 5,91 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{5,91 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,024 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d f_e / \gamma_s} = \frac{5,91 \times 10^3}{0,988 \times 13 \times 348} = 1,32 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4 HA8 = 2.01 cm² avec St = 25cm.

En travée :

$$M_t = 0,85 \times 11,81 = 10,04 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{10,04 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,042 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,979$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d f_e / \gamma_s} = \frac{10,04 \times 10^3}{0,979 \times 13 \times 348} = 2,26 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm² avec St = 25cm.

4-5) Vérification à l'ELU :

❖ **Condition de non fragilité : [Art B.7.4/ BAEL.91 modifiés 99]**

- **Armatures inférieures (suivant X-X) :**

$$\rho_x \geq \rho = \rho_0 \frac{(3 - \frac{\ell_x}{\ell_y})}{2}$$

Avec $\rho_0 = 0,0008$ pour [FeE 400]

ρ_x : taux minimal d'acier en travée dans le sens x - x.

$$\rho = \frac{A_{\min}}{S}$$

A_{\min} : section minimale d'armatures

S : section totale du béton.

$$\rho = 0,0008 \times (3 - 1) / 2 = 0,0008$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times (15 \times 100) = 1,2 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée (sens x-x).}$$

❖ **Armatures supérieures (suivant Y - Y) :**

$$\rho_y \geq \rho_0 = 0,0008$$

ρ_y : Taux minimal d'acier dans le sens y-y.

$$A_{\min} = 0,0008 \times (15 \times 100) = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée (sens y-y).}$$

Conclusion : la condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

❖ **Ecartement des barres : [Art A.8.2.42 BAEL 91]**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes : (charges concentrées)

- Direction la plus sollicitée : min (2h, 25 cm).
- Direction perpendiculaire : min (3h, 33 cm).
- **Sens x-x:**
 - Armatures supérieures : $St = 20 \text{ cm} < \min (2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.
 - Armatures inférieures : $St = 20 \text{ cm} < \min (2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.
- **Sens y-y:**
 - Armatures supérieures : $St = 20 \text{ cm} < \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.
 - Armatures inférieures : $St = 20 \text{ cm} < \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

La condition est vérifiée.

❖ **Condition de non poinçonnement:**

Aucune vérification n'est à effectuer si la condition suivante est satisfaite sachant que la charge G est éloignée du bord de la dalle.

$$Q_u \leq Q = 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : Q_u : charge de calcul à l'ELU.

μ_c : Périmètre du contour de la surface sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen.

h : épaisseur totale de la dalle.

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

$$Q = 0,045 \mu_c h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 3,8 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 427,5 \text{ KN}$$

$$Q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$Q_u = 121,5 \text{ KN} < Q = 427,5 \text{ KN}$ **La condition vérifiée.**

Donc les armatures transversales sont inutiles.

❖ **Vérification aux contraintes tangentielles :**

• **L'effort tranchant [A.5.2.2] :**

Les efforts tranchant sont max au voisinage de la charge P.

$$\text{Au milieu de U : } V_u = \frac{P}{2l_x + l_y} = \frac{121,5}{2 \times 1,90 + 1,90} = 21,31 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de V : } V_u = \frac{P}{3l_y} = \frac{121,5}{3 \times 1,90} = 21,31 \text{ KN}$$

• **Les contraintes de cisaillement :**

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{21,31 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,163 \text{ MPa.}$$

$\Rightarrow \tau_u = 0,163 \text{ MPa} \square \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa}$ **La condition est vérifiée.**

❖ **Diamètre des barres :**

On doit vérifier que : $\Phi \leq \Phi_{\max} = \frac{h}{10}$

Φ : Diamètre des armatures longitudinales

$$\Phi = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$\Phi = 10 \text{ mm} \square \Phi_{\max} = 15 \text{ mm}$ **La condition est vérifiée.**

4-6) Vérification à l'ELS :

➤ **Evaluation des moments :**

• **Moment engendrés par le système de levages :**

$$M_{x1} = P_s (M_1 + vM_2)$$

$$M_{y1} = P_s (M_2 + vM_1)$$

Avec : $v = 0.2$ à l'ELS.

$$M_1 = 0.09$$

$$M_2 = 0.09$$

$$M_{x1} = 90 (0.09 + 0.2 \times 0.09) = 9.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 90 (0.09 + 0.2 \times 0.09) = 9.72 \text{ KN.m}$$

- **Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :**

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l_x^2$$

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

Avec: $q_s = 4.75 \text{ KN}$

$$\mu_x = 0.0442$$

$$\mu_y = 1$$

$$M_{x2} = 0.0442 \times 4.75 \times 1.9^2 = 0.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 1 \times 0.76 = 0.76 \text{ KN.m}$$

- **Superposition des moment :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.72 + 0.76 = 10.48 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.72 + 0.76 = 10.48 \text{ KN.m}$$

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

➤ **Sens X-X :**

- **Aux appuis :**

$$M_a = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 10.48 = 3.14 \text{ KN.m}$$

- **En travée :**

$$M_t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 10.48 = 8.9 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens Y-Y :**

- **Aux appuis :**

$$M_a = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 10.48 = 5.24 \text{ KN.m}$$

- **En travée :**

$$M_t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 10.48 = 8.90 \text{ KN.m}$$

- **Etat limite de fissuration :**

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

- **Etat limite de compression de béton :**

Pour se disposer du calcul de la contrainte de compression ($\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$) on doit vérifier la condition suivante :

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

a) Sens X-X :

- **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{3.54}{3.14} = 1.12 \Rightarrow \frac{1.12-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.31$$

$$\mu_b = 0.014 \rightarrow \alpha = 0.0176 \square 0.31 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

- **En travée :**

$$\gamma = \frac{11.22}{9.95} = 1.12 \Rightarrow \frac{1.12-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.31$$

$$\mu_b = 0.046 \rightarrow \alpha = 0.0589 \square 0.31 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

b) Sens Y-Y :

- **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{5.91}{5.24} = 1.13 \Rightarrow \frac{1.12-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.31$$

$$\mu_b = 0.024 \rightarrow \alpha = 0.0304 \square 0.31 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

- **En travée :**

$$\gamma = \frac{10.04}{8.90} = 1.13 \Rightarrow \frac{1.12-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.31$$

$$\mu_b = 0.042 \rightarrow \alpha = 0.0536 \square 0.31 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Etat limite de déformation :**

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur 4 cotés on peut se dispenser de calculer la flèche, si les conditions suivantes sont respectées :

a) $\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20 \times M_x}$

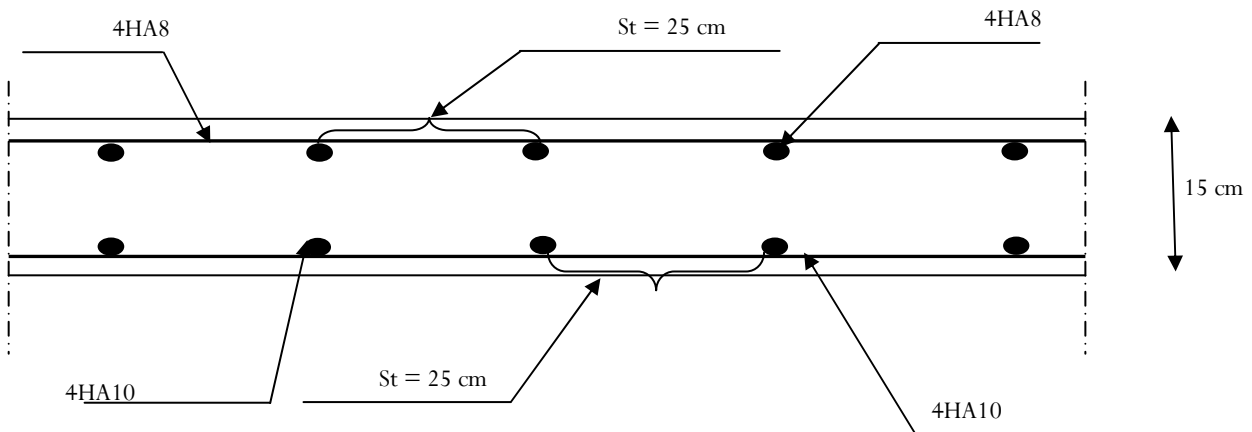
b) $\frac{A_x}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$

Avec :

- h : hauteur de dalle.
- M_{lx} : Moment en travée de la dalle continue dans la direction l_x
- M_x : Moment isostatique dans la direction de (x -x) pour une bande de largeur égale à 1[m].
- A_x : Section d'armature par bande de largeur égale à 1[m]
- d : La hauteur utile de la bande.
- b : La largeur de bande égale à 1[m]

$$\left. \begin{aligned}
 \text{a) } \frac{h}{l_x} &= \frac{15}{190} = 0.078 \\
 \frac{M_{tx}}{20 \times M_x} &= \frac{9.95}{20 \times 10,48} = 0.047
 \end{aligned} \right\} \frac{h}{l_x} = 0.078 > 0.047 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{aligned}
 \text{b) } \frac{A_x}{b \times d} &= \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 \\
 \frac{2}{f_e} &= \frac{2}{400} = 0.005
 \end{aligned} \right\} \frac{A_x}{b \times d} = 0.0024 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$



Plan de ferrailage de la salle machine suivant : x-x et y-y.

5) Calcul des planchers :

Introduction :

Les dalles sont des pièces planes et minces dont les dimensions en plan sont nettement supérieures à l'épaisseur. Elles sont en béton armé, elles reposent avec ou sans continuité sur deux, trois ou quatre appuis constitués par des poutres ou des murs elles ont pour rôle :

- Résistance (supporte leur poids propre ainsi que les charges d'exploitation).
- L'isolation thermique et acoustique.
- La protection contre l'incendie.
- La transmission des efforts horizontaux aux éléments de contreventement.

La méthode que nous allons utiliser pour le calcul des dalle est celle de BARRES, exposée dans son ouvrage «tables pour le calcul des dalles et des parois».

5-1) Exposé de la méthode :

La méthode de BARRES dépend :

- Du rapport $\gamma = \frac{a}{b}$. (avec a et b longueurs des cotés du panneau considéré)
- Du coefficient de poisson ν .
- De la liaison dalle –refend.

En fonction de ces variables, on tire à partir des tableaux de RICHARRD –BARES

«Tables pour le calcul des dalles et des parois», les coefficients cités ci-dessous ainsi que les facteurs de multiplication.

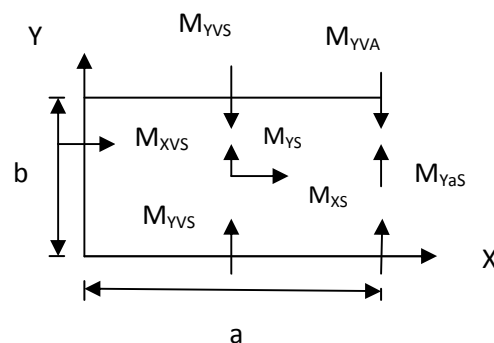


Figure V-1 : schéma des moments fléchissant.

Avec :

$M_{XS} = \mu_{XS} q_u a^2$: moment fléchissant dans le sens x en $x = \frac{a}{2}$ et $y = \frac{b}{2}$

$M_{XVS} = \mu_{XVS} q_u a^2$: moment fléchissant dans le sens x en $x = 0$ et $y = \frac{b}{2}$

$M_{YS} = \mu_{YS} q_u b^2$: moment fléchissant dans le sens y en $x = \frac{a}{2}$ et $y = 0$

$M_{yva} = \mu_{yva} q_u b^2$: moment fléchissant dans le sens x en $x = a$ et $y = 0$ ou b

$M_{yas} = \mu_{yas} q_u b^2$: moment fléchissant dans le sens x en $x = a$ et $y = \frac{b}{2}$

Et q_u : charge de calcul à l'ELU.

W_s : Déplacement vertical (flèche) au centre de la dalle : $X = \frac{a}{2}$ et $y = \frac{b}{2}$

W_{bs} : Déplacement vertical (flèche) au centre du bord libre : $X = a$ et $y = \frac{b}{2}$

Remarque :

Dans le cas où $\gamma < 2 \implies$ la dalle travaille dans les deux sens donc il ya lieu d'appliquer la méthode de BARES.

Dans le cas où $\gamma > 2$ la dalle travaille dans un seul sens, donc on utilise la méthode exposée dans le BAEL.

❖ Charge et surcharge

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

	G (KN/m)	Q (KN/m)	q_u (KN/m)
Terrasse	5.79	1.5	10.06
Chambre	6.45	1.5	10.95
Bureaux et parking	6.45	2.5	12.46
RDC et sous sol	6.45	5	16.20

5-2) Calcul à l'ELU : ($\mu = 0$)

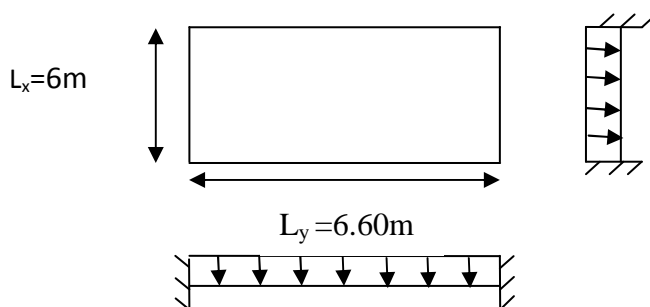


Fig.I-2 : Système d'appui du panneau.

$$\gamma = \frac{a}{b} = \frac{l_x}{l_y} = \frac{6.00}{6.60} = 0.90 < 2$$

\implies La dalle travaille dans les deux sens.

5-3) Ferrailage des panneaux de dalle :

❖ Ferrailage des panneaux de dalle travaillants dans le sens x-x :

- Calcul des moments à l'ELU :

Sens x-x						travée	Appuis	
Dalles	a(m)	b(m)	γ	$q_u a^2$ (KN.m)	μ_{xs}	μ_{xvs}	M_{xs} (KN.m)	M_{xvs} (KN.m)
	6.00	6.60	0.90	583.2	0.0113	-0.0693	6.60	-40.42

➤ Aux appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{40.42 \times 10^3}{1 \times 0.13^2 \times 14.2 \times 10^6} = 0.168$$

$\mu_{bu} = 0.168 < \mu = 0.392 \implies$ S.S.A (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire pour la section).

$$\mu_{bu} = 0.168 \implies \beta = 0.992$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{40.42 \times 10^3}{0.992 \times 0.13 \times 348 \times 10^6} = 9 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 9 \text{ cm}^2$$

Soit $A_a = 6 \text{ HA}14 = 9.23 \text{ cm}^2$ avec $ST = 15 \text{ cm}$

Armature de répartition :

$$A_r^a = \frac{A_a}{4} = \frac{9.23}{4} = 2.31 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA12 avec $st = 25 \text{ cm}$

➤ En travée :

$$M_t = M_{xs} = 6.60 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.60 \times 10^3}{1 \times 0.13^2 \times 14.2 \times 10^6} = 0.028$$

$\mu_{bu} = 0.028 < \mu = 0.392 \implies$ S.S.A (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire pour la section).

$$\mu_{bu} = 0.028 \implies \beta = 0.986$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6.60 \times 10^3}{0.986 \times 0.13 \times 348 \times 10^6} = 1.48 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.48 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 3 \text{ HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$ avec $st = 33 \text{ cm}$

Armature de répartition :

$$A_r^t = \frac{A_t}{4} = \frac{1.51}{4} = 0.38 \text{ cm}^2$$

Soit $A_r^t = 2\text{HA}6 = 0.56 \text{ cm}^2$

❖ **Ferraillage des panneaux de dalle travaillants dans le sens y-y :**

- **Calcul des moments à l'ELU :**

Sens y-y							travée	Appuis
Dalles	a(m)	b(m)	γ	$q_u b^2$ (KN.m)	μ_{ys}	μ_{yas}	M_{xs} (KN.m)	M_{xvs} (KN.m)
	6.00	6.60	0.90	705.67	0.0258	-0.0872	18.21	-61.53

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{61.53 \times 10^3}{1 \times 0.13^2 \times 14.2 \times 10^6} = 0.256$$

$\mu_{bu} = 0.256 < \mu = 0.392 \implies$ S.S.A (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire pour la section).

$$\mu_{bu} = 0.256 \implies \beta = 0.849$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{61.53 \times 10^3}{0.849 \times 0.13 \times 348 \times 10^6} = 1.6 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 16 \text{ cm}^2$$

Soit $A_a = 8\text{HA}16 = 16.09 \text{ cm}^2$ avec $st = 12\text{cm}$

Armature de répartition :

$$A_r^a = \frac{A_a}{4} = \frac{16.09}{4} = 4.02 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA12

➤ **En travée :**

$$M_t = M_{xs} = 18.21 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{18.210 \times 10^3}{1 \times 0.13^2 \times 14.2 \times 10^6} = 0.076$$

$\mu_{bu} = 0.076 < \mu = 0.392 \implies$ S.S.A (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire pour la section).

$$\mu_{bu} = 0.076 \implies \beta = 0.960$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{18.21 \times 10^3}{0.960 \times 0.13 \times 348 \times 10^6} = 4.20 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 4.20 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 6HA10 = 4.71 \text{ cm}^2$ avec $st = 15\text{cm}$

Armature de répartition :

$$A_r^t = \frac{A_t}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{ cm}^2$$

Soit $A_r^t = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2$

❖ **Vérification à l'ELU :**

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL91 modifié 99/ Art.B.7.4) :**

$$A_x \geq \frac{\rho_0}{2} \left(3 - \frac{l_x}{l_y} \right) \times b \times h \text{ et } A_y \geq \rho_0 \times b \times h$$

A_x et A_y : Taux minimum d'acier en travée dans le sens «x» et dans le sens «y»

ρ_0 : Taux d'armatures (acier HA FeE400 $\rho_0 = 0.0008$)

L_x, l_y : Dimensions de la dalle avec $l_x \leq l_y$

▪ **Aux appuis :**

$$\frac{\rho_0}{2} \left(3 - \frac{l_x}{l_y} \right) \times b \times h = \frac{0.0008}{2} \left(3 - \frac{600}{660} \right) \times 100 \times 15 = 1.25 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 1.51 \text{ cm}^2 > 1.25 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **En travée :**

$$\rho_0 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.20 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 4.71 \text{ cm}^2 > 1.20 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd}$$

$$\text{Avec : } T_u^x = q_u \frac{l_x}{2} = 16.20 \times \frac{6}{2} = 48.60 \text{ KN}$$

$$T_u^y = q_u \frac{l_y}{2} = 16.20 \times \frac{6.6}{2} = 53.46 \text{ KN}$$

$$T_{max} = 53.46 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{53.46 \times 10^3}{1 \times 0.13} = 4.11 \times 10^5 \text{ N/m}^2 = 0.411 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \} = 2.5 \text{ MP}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.411 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MP} \iff \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de l'ancrage rectiligne des barres : (BAEL 91/modifié 99 Art.A.6.1.221)**

$$\tau_s = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,60 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa} \quad (\text{avec } \Psi = 1.5 \text{ pour HA})$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21 \text{ cm}$$

Donc : pour $\phi = 10 \text{ mm}$, $L_s = 35.21 \text{ cm}$

❖ **Vérification de l'entraînement des barres : (BAEL.91/Modifié 99.Art.A.6.1.3)**

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} \quad \text{avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \quad \sum U_i : \text{Somme des perimetres utiles des armatures d'appui.}$$

$$\sum U_i = 8 \times 3.14 \times 16 = 401.92 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{53.46 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 401.92} = 1.14 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1.14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de l'espacement des barres :**

- **Sens x-x :**

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

$$S_t = 33 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \implies \text{condition vérifiée}$$

- **Sens y-y :**

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

$$S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \implies \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

$$\gamma = \frac{a}{b} = \frac{l_x}{l_y} = \frac{6.00}{6.60} = 0.90 < 2$$

On va utiliser des valeurs de **la table 1.35 :**

$$Q_s = 6.45 + 5 = 11.45 \text{ KN/ml}$$

5-4) Ferrailage des panneaux de dalle :

❖ Ferrailage des panneaux de dalle travaillants dans le sens x-x :

- Calcul des moments à l'ELS :

Sens x-x							travée	Appuis
Dalles	a(m)	b(m)	γ	$q_s a^2$ (KN.m)	μ_{xs}	μ_{xvs}	M_{xs} (KN.m)	M_{xvs} (KN.m)
	6.00	6.60	0.90	412.2	0.0154	-0.0691	6.35	-28.48

➤ Aux appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{28.48 \times 10^3}{1 \times 0.13^2 \times 14.2 \times 10^6} = 0.118$$

$\mu_{bu} = 0.118 < \mu = 0.392 \implies$ S.S.A (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire pour la section).

$$\mu_{bu} = 0.118 \implies \beta = 0.937$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{28.48 \times 10^3}{0.937 \times 0.13 \times 348 \times 10^6} = 6.72 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 6.72 \text{ cm}^2$$

➤ En travée :

$$M_t = M_{xs} = 6.35 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.35 \times 10^3}{1 \times 0.13^2 \times 14.2 \times 10^6} = 0.026$$

$\mu_{bu} = 0.026 < \mu = 0.392 \implies$ S.S.A (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire pour la section).

$$\mu_{bu} = 0.028 \implies \beta = 0.987$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6.35 \times 10^3}{0.987 \times 0.13 \times 348 \times 10^6} = 1.42 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.42 \text{ cm}^2$$

❖ Ferrailage des panneaux de dalle travaillants dans le sens y-y :

- Calcul des moments à l'ELS :

Sens y-y							travée	Appuis
Dalles	a(m)	b(m)	γ	$q_s b^2$ (KN/m)	μ_{ys}	μ_{yva}	M_{ys} (KN.m)	M_{yva} (KN.m)
	6.00	6.60	0.90	498.76	0.0270	-0.0850	13.47	-42.40

➤ Aux appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{42.40 \times 10^3}{1 \times 0.13^2 \times 14.2 \times 10^6} = 0.176$$

$\mu_{bu} = 0.176 < \mu = 0.392 \implies$ S.S.A (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire pour la section).

$$\mu_{bu} = 0.176 \implies \beta = 0.902$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{42.40 \times 10^3}{0.902 \times 0.13 \times 348 \times 10^6} = 1.04 \times 10^{-3} \text{m}^2 = 10.40 \text{cm}^2$$

➤ **En travée :**

$$M_t = M_{xs} = 13.47 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13.47 \times 10^3}{1 \times 0.13^2 \times 14.2 \times 10^6} = 0.056$$

$\mu_{bu} = 0.056 < \mu = 0.392 \implies$ S.S.A (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire pour la section).

$$\mu_{bu} = 0.056 \implies \beta = 0.971$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{13.47 \times 10^3}{0.971 \times 0.13 \times 348 \times 10^6} = 3.07 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 3.07 \text{cm}^2$$

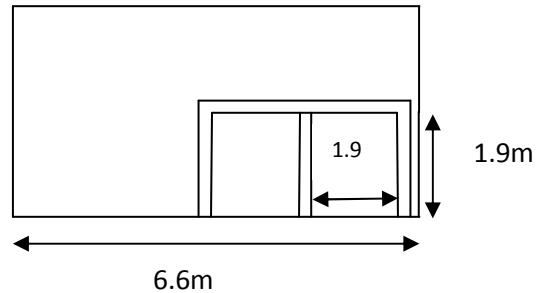
Conclusion :

Les armatures trouvées à l'ELU sont largement suffisantes.

6) Calcul des cloisons en béton armé :

Les murs de la salle machine sont réalisés en béton armé, leur calcul s'effectuera en deux étapes :

- **première étape** : descente de charges
- **deuxième étape** : ferrailage des murs en les assimilant à des voiles pleins



On prend l'épaisseur des cloisons $e=12\text{cm}$

- a) **première étape** : descente de charges

$$N_s = G_{\text{mur}} + G_{\text{dalle}} + G_{\text{machine}}$$

Niveau	G_{totale} (KN)	$N_s = \text{cumulé}$ (KN)	L (bras de levier)(m)	$M=N_s \times l$ (KNm)
13	222.67	222.67	0.15	33.400
12	132.67	355.34	0.15	53.301
11	132.67	488.01	0.15	73.20
10	132.67	620.68	0.15	93.102
9	132.67	753.35	0.15	113.002
8	132.67	886.02	0.15	132.903
7	132.67	1018.69	0.15	152.804
6	132.67	1151.36	0.15	172.704
5	132.67	1284.03	0.15	192.605
4	132.67	1416.70	0.15	212.505
3	112.56	1529.26	0.15	229.389
2	112.56	1641.82	0.15	246.273
1	112.56	1754.38	0.15	263.157

Tableau III.1 : récapitulatif de la descente de charge

b) deuxième étape : ferrailage des cloisons :

Zone	I	II	III	IV
L(m)	4.16	4.16	4.16	4.16
B(m ²)	0.5	0.5	0.5	0.5
σ_{\max} (KN/m ²)	4269	3447.30	2155.98	1187.50
σ_{\min} (KN/m ²)	2748.52	2219.50	1388.098	764.56
nat section	SEC	SEC	SEC	SEC
d (m)	1.38	1.38	1.38	1.38
σ_1 (KN/m ²)	3764.61	3040.00	1901.24	1047.19
σ_2 (KN/m ²)	3260.22	2632.71	1646.52	906.89
N ₁ (KN)	539.28	435.48	429.78	151.10
N ₂ (KN)	581.66	469.30	293.75	161.79
Av1 (cm ²)	15.49	12.51	12.35	4.34
Av2 (cm ²)	16.71	13.48	8.44	4.65
Av1/2 (cm ²)	7.74	6.25	6.17	2.17
Av2/2 (cm ²)	8.35	7.74	4.22	2.30
Choix par nappe	11HA10	10HA10	8HA10	5HA10
St	13	15	19	30

IV) Introduction :

Plusieurs programmes de calculs automatique sont fait afin de formuler le problème de calcul des structure et de le contrôler en un temps réduit et ils sont basés sur la méthode des éléments finis (**M.E.F**), permettant le calcul automatique des diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la (**M.E.F**), et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la (**M.E.F**) et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul.

Cette étude se fixe comme objectif la présentation des notions fondamentales du calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique tout en considérant le code de calcul dans son efficacité opératoire, c.à.d. en tant qu'outil destiné à **l'utilisateur professionnel**. Ce dernier pourra alors en tenant compte des considérations précédentes, formuler son problème de calcul des structures et contrôler presque sans effort les résultats fournis par l'ordinateur.

1) Concept de base de la M.E.F :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode des déformations pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments, la structure peut être considéré comme un assemblage d'éléments indépendants.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutres ». Pour chaque type d'élément, une fonction de déformation de forme polynomiale (fonction de forme) détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équations algébriques linéaires peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnues les déformations au niveau des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

2) Description de l'ETABS: (Extended Three Dimensions Analyses Building Systemes)

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil. Il offre plusieurs possibilités d'analyse des effets statique et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique ; Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppés, les champs de contraintes, les modes propres de vibration... etc.

Rappelle (Terminologie) :

Gride line : ligne de grille

Joints : nœuds

Fram : portique

Shell : voile

Element : élément

Restraintes : degrés de liberté

Loads : charge

Uniformed loads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage

Column : poteaux


Beam : poutres

3) *Manuelle de modélisation de la structure* :

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail on va utiliser la version 9.7

a) *Première étape* :

Cette première étape consiste à spécifier la géométrie des structures à modéliser.

On clique sur l'icône de l'ETABS 

➤ **Choix de l'unité** :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie des données dans l'ETABS → KN-m.

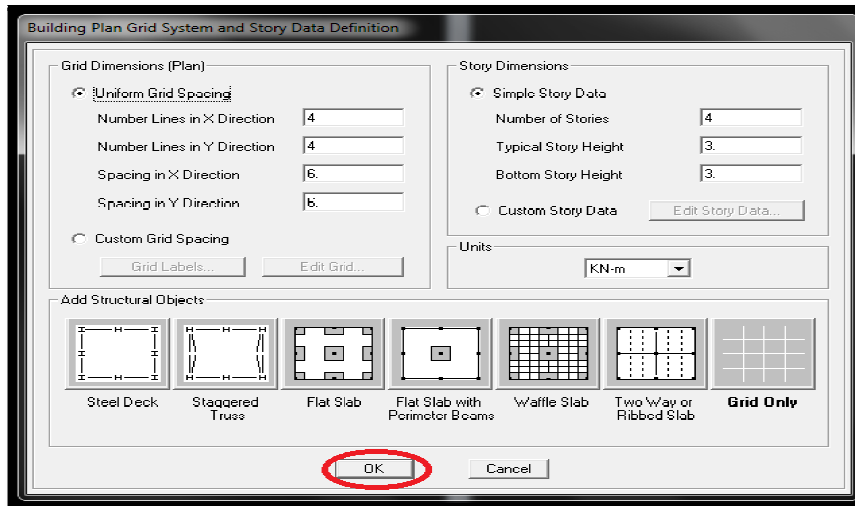
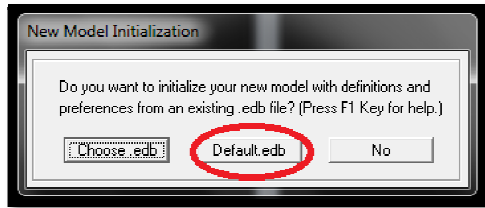


➤ **Définir les propriétés mécaniques et géométriques des éléments** :

Définition des caractéristiques géométriques des structures (**Building plan Grid and Story Data Definition**) :

Cette option nous permet d'introduire les caractéristiques des structures, dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

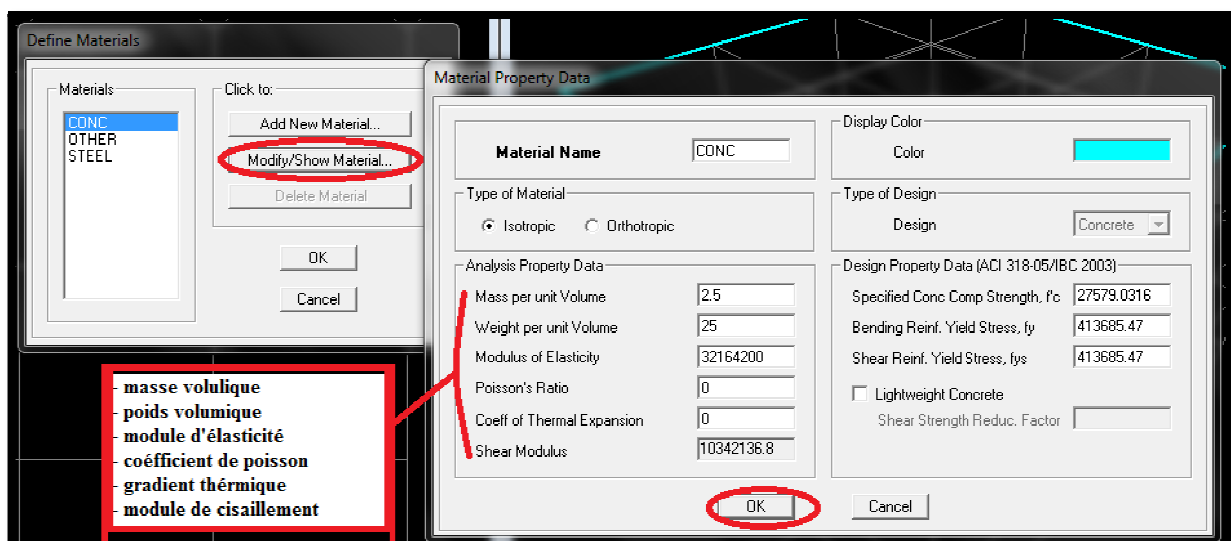
- Le nombre de lignes dans la direction X → Number lines in X direction ;
- Le nombre de lignes dans la direction Y → Number lines in Y direction ;
- Nombre de travées dans le sens de Y → Number of bays along Y ;
- Longueur de travée dans le sens de X entre axes → spacing in X direction ;
- Hauteur d'étage → story height ;
- Le nombre d'étage → Number of stories ;
- La hauteur d'étage courant → typical story height ;
- La hauteur d'étage en bas → bottom story height ;



➤ Propriétés mécanique du matériau utilise : 

define → materials properties

Cette instruction permet d'introduire les propriétés mécanique du matériau des structures (béton « conc ») :



b) Deuxième étape :

➤ Définition des caractéristiques géométriques des éléments :

On va spécifier où définir pour chaque groupe d'éléments des structures leurs propriétés géométriques (les poutres principales et secondaire, les poteaux, les poutrelles, les dalles pleines et les voiles), qui sont en béton armé « conc ».

Les démarches à suivre sont:

✓ pour les poutres et les poteaux :

Define → frame sections ou

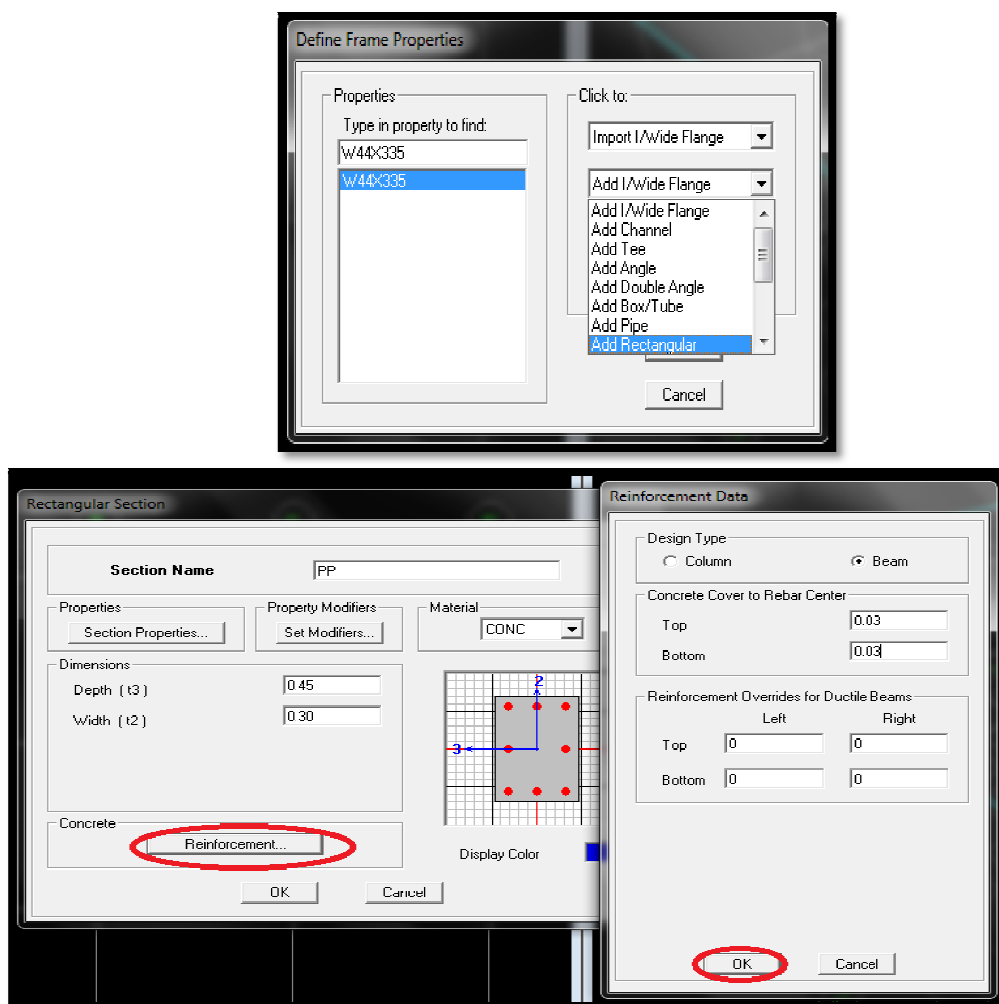


Icône propriétés → on sélection tout → delete property

Icône click to → « add rectangular » pour la section de poutre et des poteaux.

Remarque :

Dans l'introduction des propriétés des poutres et des poteaux il faut spécifier : pour les poteaux → column, et pour les poutres → Beam,



✓ pour les voiles et les dalles pleines :



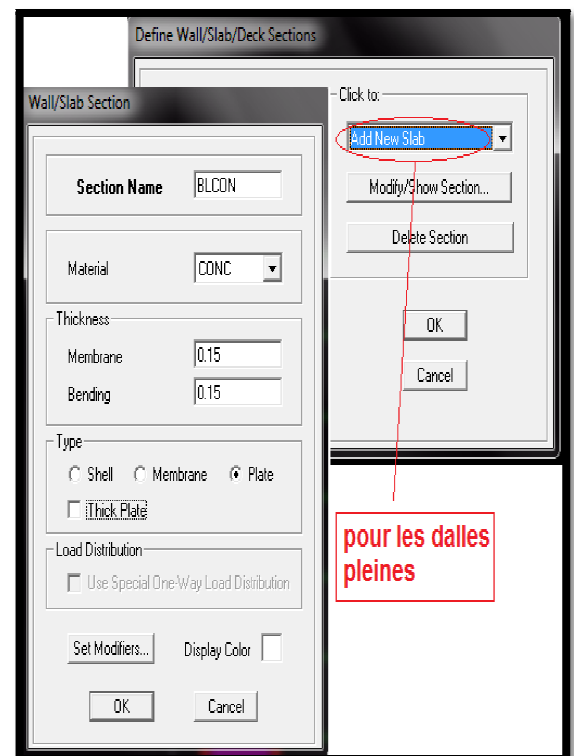
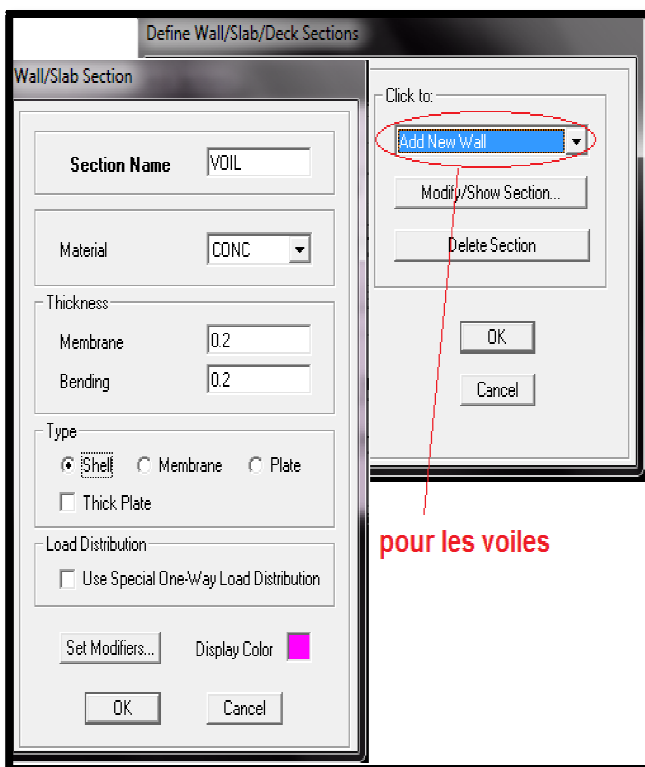
Define → wall/ slab/ deck sections, ou()

On distingue plusieurs types des éléments plaques qui sont :



Element shells : il est utilisé pour la modélisation des voiles, dalles. Les sections de cet élément sont définies par l'épaisseur.

Element membran : il est utilisé pour les éléments minces.


Element plate : c'est la superposition de l'élément plaque et membrane.



❖ Les dalles pleines :


Draw → Draw area objects → Draw Rectangular Areas , ou create areas at clicks .

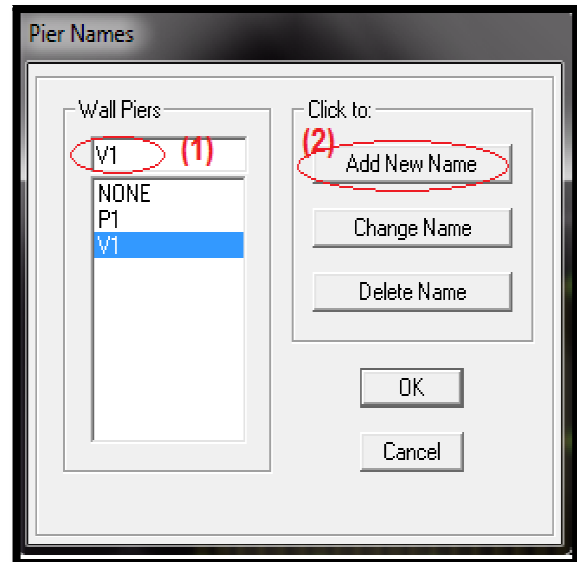
❖ Les voiles:

Pour introduire les voiles on utilise les mêmes instructions que les dalles pleines () mais on va se mettre en élévation.

Remarque :

- Quand on modélise les voiles on doit modéliser leurs raidisseurs. Pour les introduire on les détermine comme des voiles avec le dimensionnement des poteaux.
- Les voiles et leurs raidisseurs sont un seul élément, et pour les définir ainsi on:

- ✓ Sélectionnons-les.
- ✓ ramenant l'instruction suivant :
Assing→ Shelle/ Area→ Pier Label. 




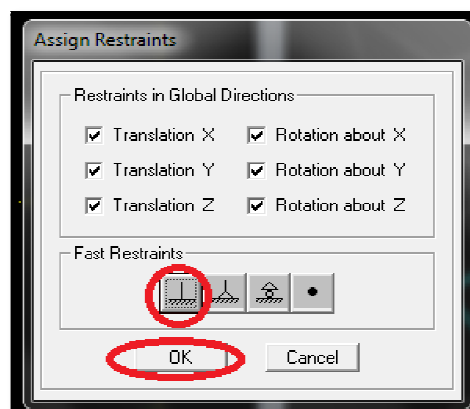
c) Troisième étape :

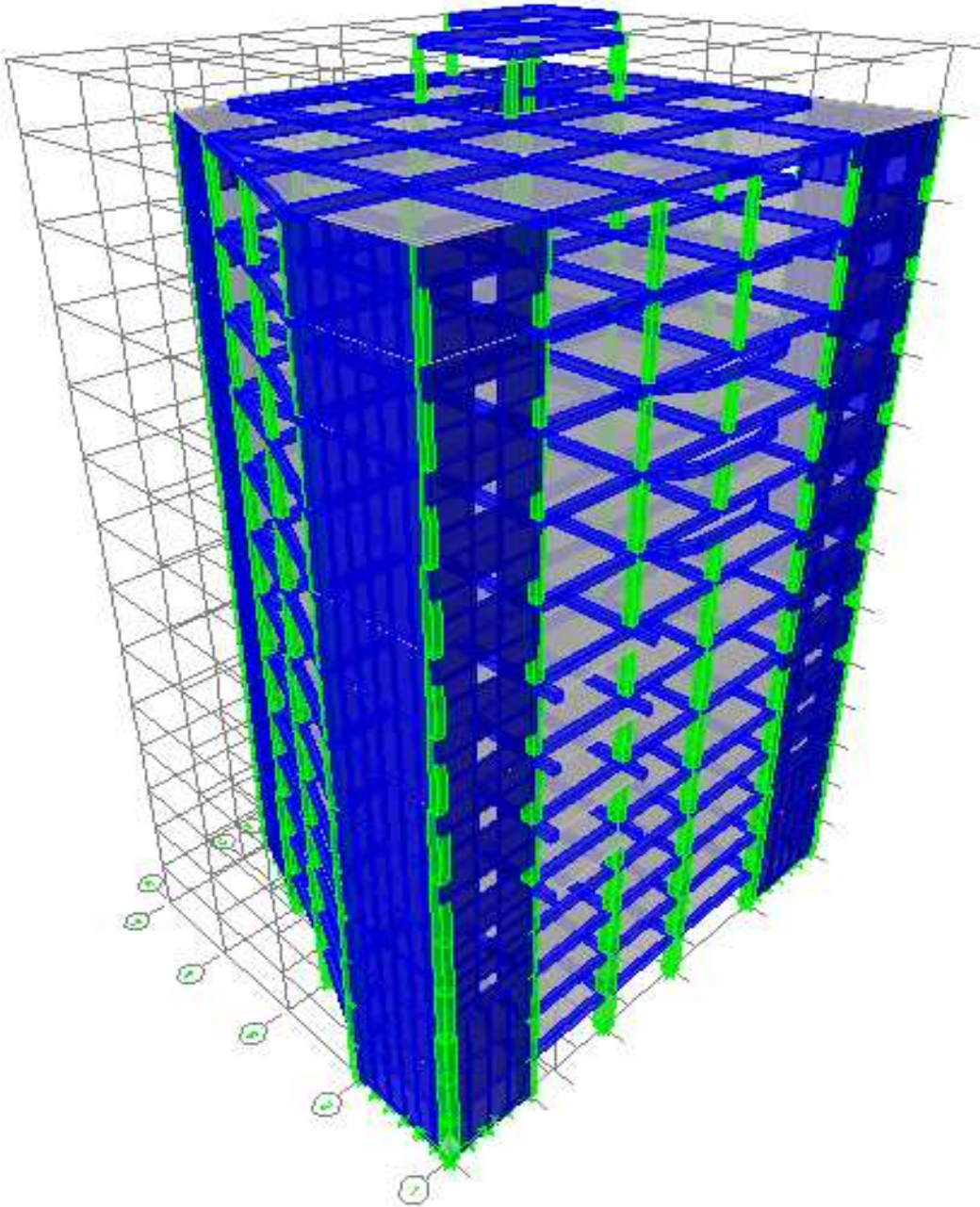
Dans cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites pour les structures à modéliser.

- Appuis :

Les supports peuvent être spécifiés comme articulés, encastrés, ou comme encastrés avec certaines relaxations. La liaison entre les deux éléments (fondation et poteau) dans le nœud et un encastrement, pour définir ça dans le modèle de l'etabs on :

- sélectionne les nœuds à la base.
- Ramenant l'instruction suivante :
- Assing→ joint/ point→ restraints. 






✓ Définition de l'action sismique :

La masse sismique c'est une masse vibrante qui est excitée par le séisme dont cette masse égale :

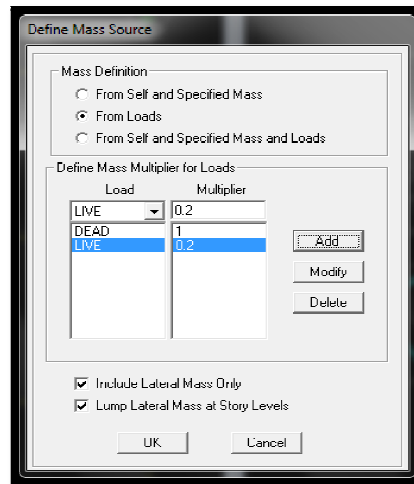
$$W_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} + \beta Q_{\text{plancher}}$$

β : Coefficient de pondération, d'après le tableau 5

(Chapitre I) $\beta = 0.2$


L'instruction : Define → masse source 

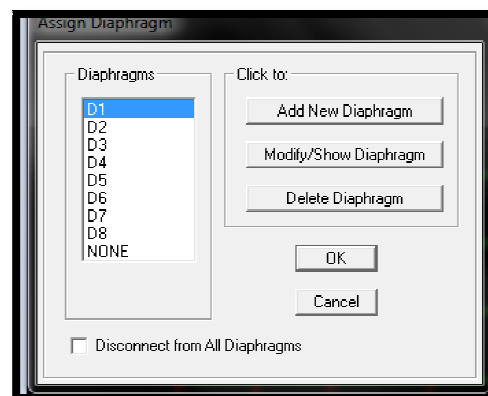
Nous permet l'introduction cette masse pour l'étude dynamique d'une manière automatique.

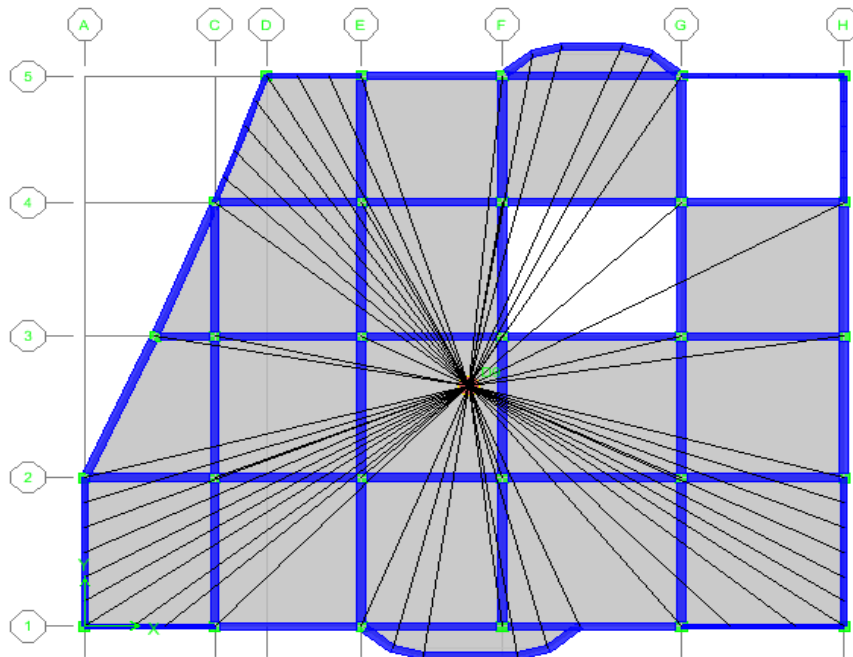


✓ Les diaphragmes :

Les planchers sont supposés infiniment rigides pour cela on définit le diaphragme pour chaque plancher :

Assign → joint/ point → Diaphragme. 






d) Quatrième étape :

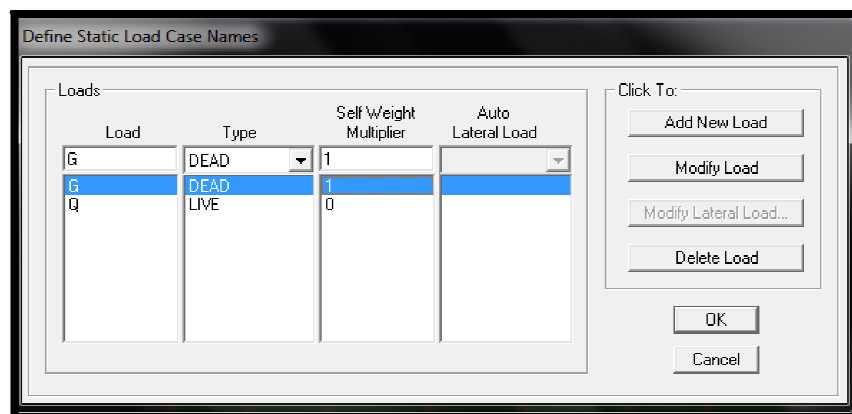
Dans cette étape on va introduire les charges des structures.

- **Définitions des charges :**

Define → static load cases 

Cette instruction nous permet de définir les cas de charges et leurs types, telle que, on distingue les charges permanentes (G ou DEAD), d'exploitations (Q ou LIVE), sismiques QUAKE, du vent (WIND), de la neige (SNOW) et d'autre.

Le poids propre de la structure est pris en compte par le coefficient 1, par contre le poids propre des charges d'exploitation annulé donc on remplace ce coefficient par 0



❖ Introduction des charges :

✓ Pour les dalles pleines :

L'ETABS nous permet de spécifier les charges surfaciques sur les éléments bidimensionnels. Le programme fourni pour cette charge d'être uniformément répartie par m^2 selon les axes locaux ou globaux.

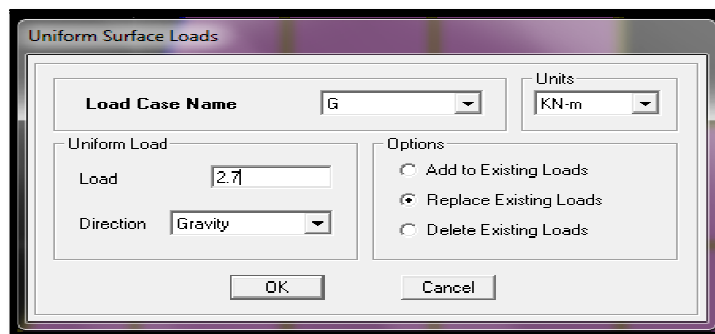
Dans notre modélisation ces charges surfaciques on les introduit pour les dalle pleine. Et pour les introduire:

- on sélection nous dalles.
- Assing → Shelle/ Area Loads → Uniform.

Attention :

Pour les charges permanente des dalles pleines on enlève leurs poids propres :

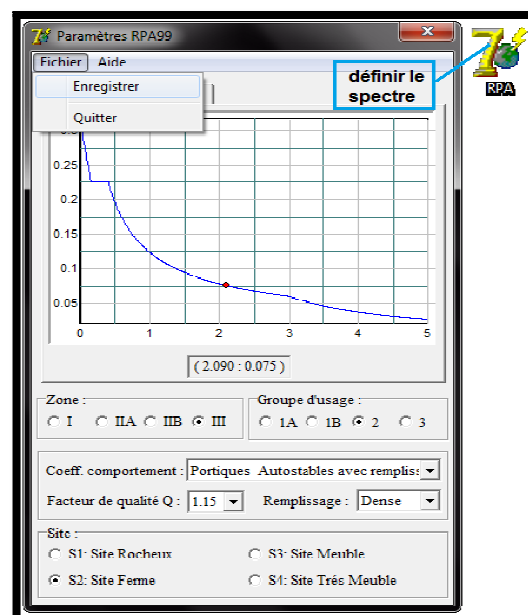
$$G_{dalle} = \rho_{\text{béton}} * e_{\text{dalle}}$$



✓ La charge sismique :

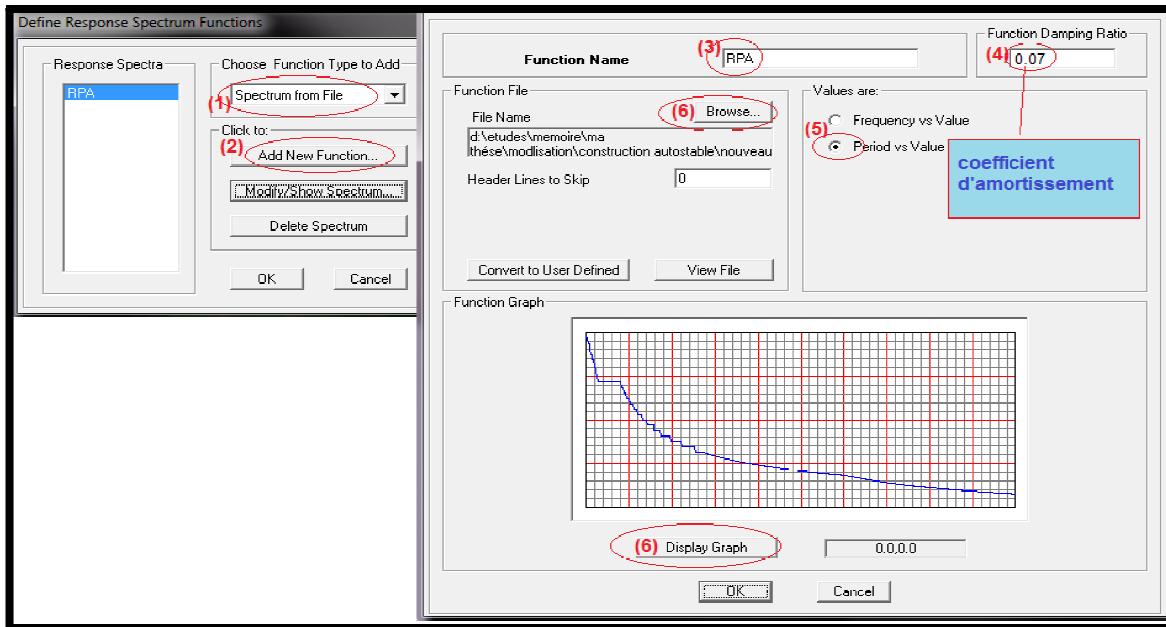
L'action sismique est représentée par le spectre de calcul qui est défini par le code parasismique RPA 2003 (voire chapitr1)

- ❖ on défini le spectre comme suite :




❖ L'introduction du spectre :

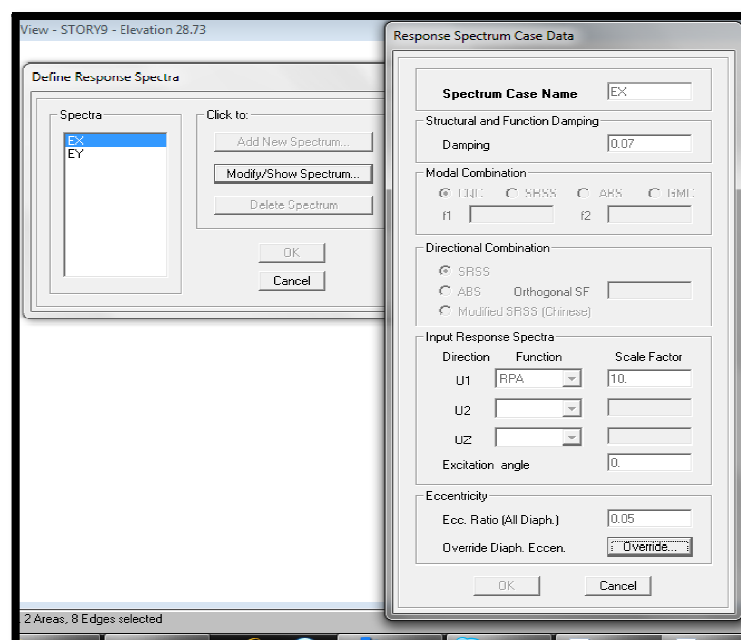
Define → Reponse spectrum functions ()



✓ Charge sismique :

Define → Reponse spectrum cases ()

Ce cas de charges permet de prendre en compte la réponse modale de la structure sous un spectre de réponse appliqué à la base. Elle est basée sur la méthode de superposition modale.



e) Cinquième étape :

Cette étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

Define → load combinations 

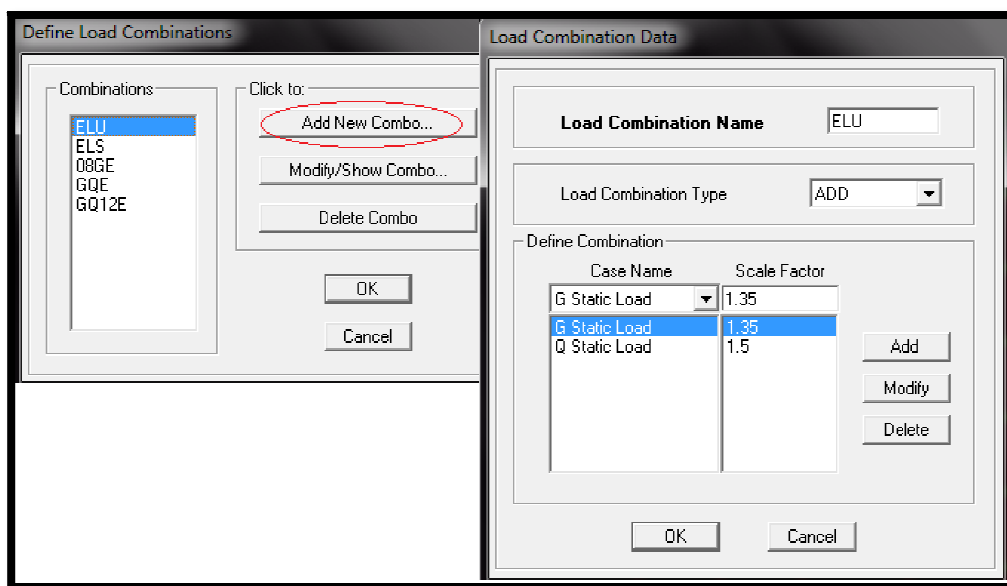
On introduire les combinaisons de charges :

Les combinaisons accidentelles d'après RPA

$G+Q\pm E$, $0.8G\pm E$, $G+Q\pm 1.2E$

D'après le BAEL les combinaisons de charges sont :

ELU : $1.35G+1.5Q$, ELS : $G+Q$

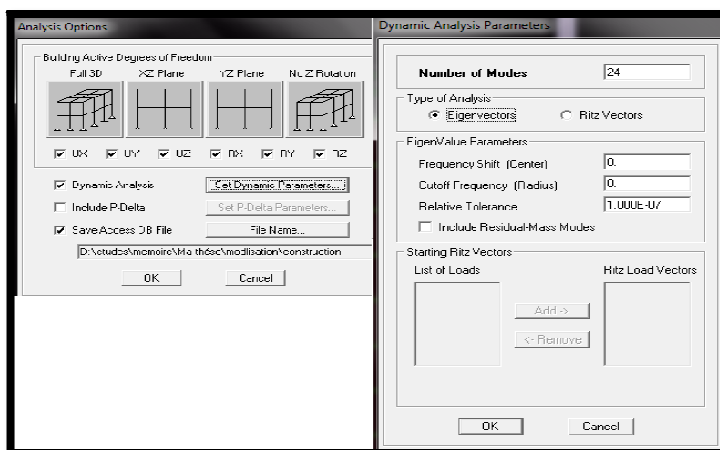


f) Sixième étape :

Cette étape consiste à lancer l'analyse dynamique, mais il ya lieu de spécifier le nombre de mode à utiliser dans le calcul d'une manière on doit avoir une participation massique supérieure à 90% selon RPA 2003.

- **Nombre de modes :**

analyze → set Analysis options.



❖ L'analyse :**➤ ANALYSE DYNAMIQUE :**

L'analyse dynamique disponible dans L'ETABS comporte l'analyse modale, l'analyse spectrale et l'analyse temporelle.

✓ ANALYSE MODALE :

L'analyse modale permet de déterminer les modes et fréquences propres des structures.

Puisqu'il n'existe aucune force extérieure, les fréquences naturelles et les modes propres sont directement en fonction de la rigidité et de la distribution des masses de la structure. Par conséquent, le résultat du calcul des fréquences et des modes propres peut varier considérablement en fonction de la modélisation.

✓ ANALYSE SPECTRALE :

L'analyse spectrale permet de calculer la réponse sismique d'une structure en utilisant un spectre de réponse. Les réponses modales sont combinées en utilisant la méthode de la combinaison quadratique complète CQC (Complète Quadratic Combination) ou SRSS. Les résultats de l'analyse spectrale peuvent être combinés avec les résultats de l'analyse statique pour le dimensionnement de la structure. Pour prendre en compte la réversibilité des charges sismiques, les combinaisons de charges peuvent être créées en incluant les contributions du calcul sismique avec le signe -/+.

✓ ANALYSE DYNAMIQUE TEMPORELLE :

Pour des cas d'analyse où une étude dynamique temporelle déterministe est exigée, ETABS offre la possibilité de calcul de la réponse d'une structure sous l'effet d'un chargement dynamique quelconque appliqué au nœud ou d'un mouvement du sol (à la base).

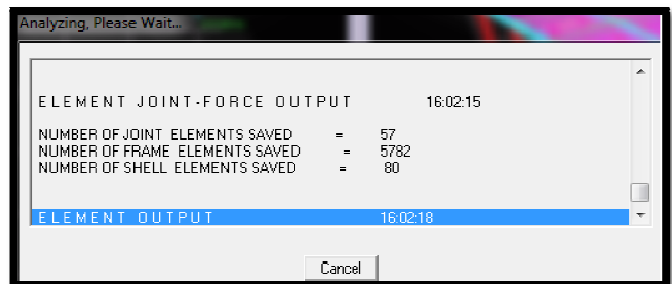
Le calcul est basé sur la méthode de la superposition modale, qui donne la réponse de la structure.

La procédure consiste d'abord à calculer les modes et fréquences propres du système pour calculer la matrice de masse généralisée et le vecteur de chargement généralisé qui serviront par la suite pour le découplage des équations différentielles du mouvement. La réponse modale au chargement imposé est calculée par la méthode d'intégration numérique en utilisant l'algorithme de Wilson- α avec un pas de temps constant choisi par l'utilisateur de l'ordre de $0.1T$ (T étant la période du mode le plus élevé à inclure dans la réponse).

Enfin la réponse est exprimée en fonction des coordonnées géométriques, des efforts dans les éléments et des réactions d'appuis.

- **Exécution :**

analyze → Run Analysis  ou F5.

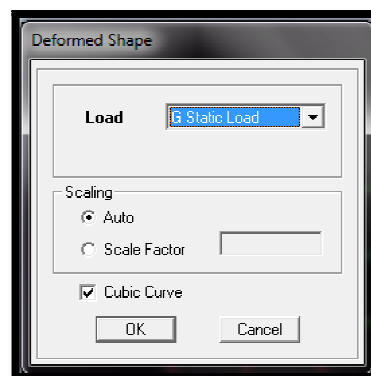


g) Septième étape :

Dans cette étape on va visualiser les différents résultats.

- **Déplacements :** 

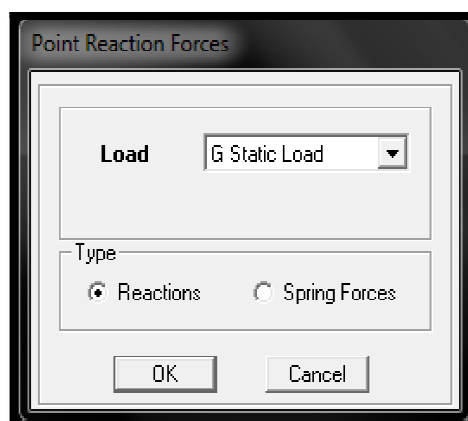
Display → show Deformed shape



Les déformations sous n'importe quel cas de charge peuvent être tracées et les valeurs des déformations aux niveaux des nœuds peuvent être affichées ou imprimées.

✓ **Visualisation des réactions :**

Display → show Member Forces /stress Diagram → Support/ Springs Reaction.



✓ **Visualisation des modes de vibration :** 

Display → Show Mode Shepe.

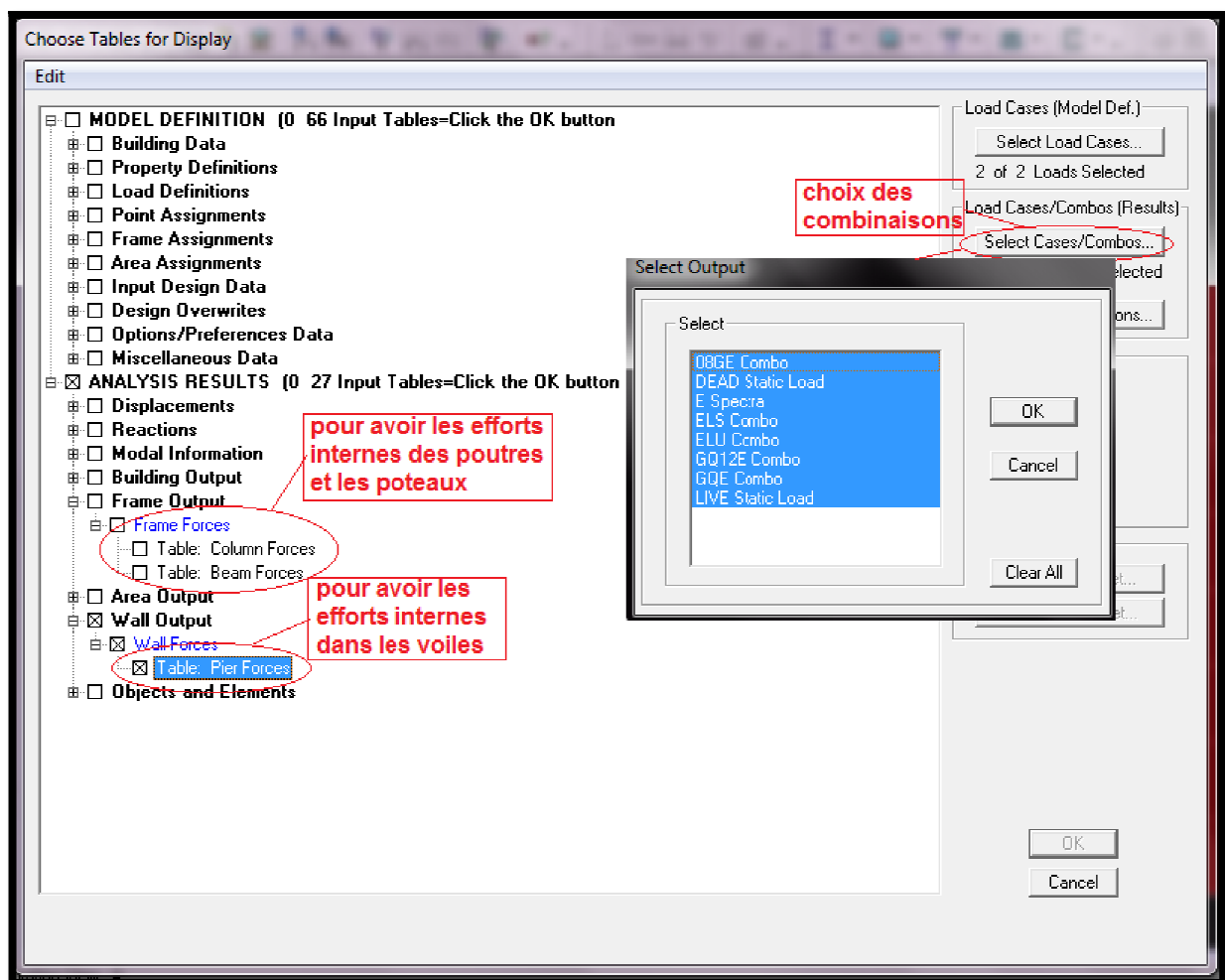
Les déformée des modes propres peuvent être illustrées et animées pour une meilleure appréciation et contrôle des modes des structures en espace.

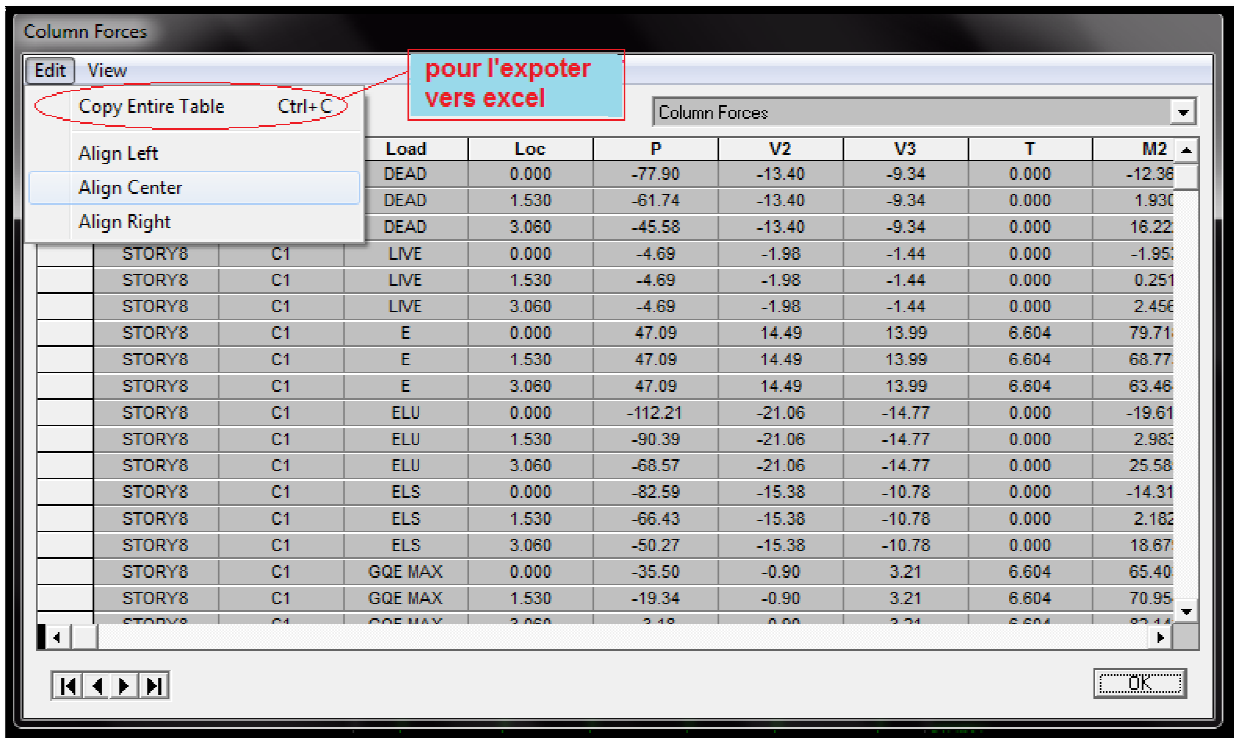
✓ **Résultat d'analyse :**

Pour extraire les efforts internes, les contraintes et les déplacements sous forme de tableaux, on clique sur :

Display → Show Tables.

❖ **les efforts internes :**





Introduction :

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste. Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions, le règlement parasismique algérien (**RPA99**) prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer un degré de protection acceptable.

V-1- Choix de la méthode de calculs :

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction le **RPA99/version2003** prévoit d'utiliser soit :

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

V-2 - La méthode statique équivalente :**V-2-1- Principe de la méthode :**

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

V-2-2- Condition d'application de la MSE :

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

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

$$H \leq 65\text{m en zone I, II}_a, \text{II}_b$$

$$H \leq 30\text{m en zone III}$$

- b) Le bâtiment ou le bloc étudié, présente une configuration irrégulière, toute en respectant les conditions complémentaires exigées par le **RPA 99 /version 2003** (Art 4.1.2) en plus de la hauteur énoncés en (a) .

V-3 Méthode dynamique spectrale :**V-3-1- Principe de la méthode :**

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

V-3-2- Les hypothèses :

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

V-4- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

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

V-5- Vérification des conditions de la MSE :**a) Condition sur la hauteur :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{TIZI-OUZOU zone II}_a \\ 45.81\text{m} \leq 65\text{m} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Régularité en plans :

- **Forme du bâtiment :**

La forme du bâtiment n'est pas symétrique en géométrie et la distribution des masses et des rigidités n'est pas symétrique par rapport aux deux directions avec le rapport :

$$\frac{L}{l} = \frac{28.60}{22.80} = 1.25 \square 4$$

• *Les excentricités :*

Story	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité théorique		Excentricité accidentelle	
	XCM	YCM	XCR	YCR	Ex	ey	0.05 L _x	0.05L _y
STORY1	14.284	9.821	13.886	10.245	0.398	0.424	1.43	1.14
STORY2	14.289	9.808	14.462	10.277	0.173	0.469		
STORY3	14.341	9.975	14.823	10.29	0.482	0.315		
STORY4	16.949	11.349	15.714	11.102	1.235	0.247		
STORY5	14.268	9.904	15.205	10.695	0.937	0.791		
STORY6	14.259	10.039	15.307	10.759	1.048	0.72		
STORY7	14.264	10.032	15.365	10.78	1.101	0.748		
STORY8	14.287	9.879	15.396	10.793	1.109	0.914		
STORY9	14.341	9.845	15.415	10.806	1.074	0.961		
STORY10	14.346	9.836	15.429	10.818	1.083	0.982		
STORY11	14.332	10.018	15.441	10.826	1.109	0.808		
STORY12	14.333	10.139	15.454	10.83	1.121	0.691		
STORY13	14.384	10.251	15.465	10.817	1.081	0.566		

• *Décrochement du bâtiment :*

La somme des dimensions des parties entrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction données ne doit pas dépasser 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction

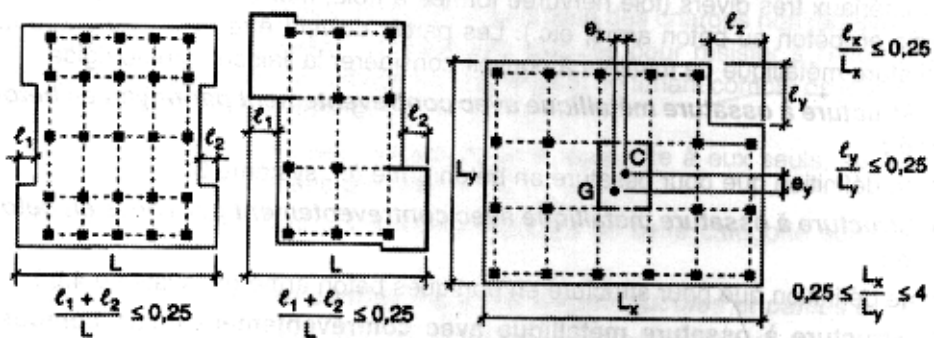


Fig V.1: Limites des décrochements en plan

Dans notre cas la structure ne contient pas de décrochement.

- **Ouvertures dans les planchers :**

La surface totale des ouvertures doit être inférieure à 15% de celle du plancher :

$$S_0 \leq 15\% S_T$$

S_0 : surface totale des ouvertures.

S_T : surface totale du plancher.

$$S_0 = 27.46$$

$$S_T = 564.25 \text{ m}^2$$

$$15\% S_T = 0.15 \times 564.25 = 84.64 \text{ m}^2$$

$$S_0 = 27.46 \text{ m}^2 \leq 15\% S_T = 84.64 \text{ m}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

✓ *Le bâtiment est classé régulier en plan*

c) Régularités en élévation :

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmettra pas directement à la fondation.

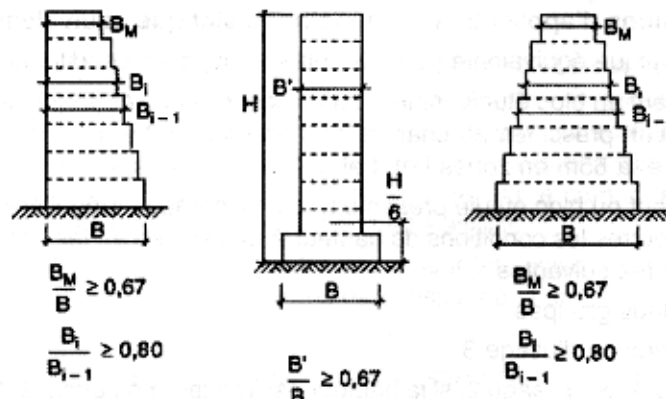


Fig V.2: Limites des décrochements en élévation

Notre système de contreventement ne comporte pas d'élément porteur vertical discontinu.

- Les masses et les rigidités des différents niveaux diminuent progressivement de la base vers le sommet du bâtiment.

- Décrochement en élévation : les étages sont identiques, pas de décrochements

\Longrightarrow *La condition de décrochement en élévation est respectée.*

✓ *Les trois conditions sont vérifiées, donc le bâtiment est classé régulier en élévation.*

Conclusion :

Dans notre cas les conditions d'application de la méthode statique équivalent sont toutes réunies, donc la MSE est applicable. Ce pendant dans notre cas on a appliqué la méthode d'analyse modales spectrale (logiciel ETABS).

V-6- Calcul de la force sismique :

La force sismique totale « V » appliquée à la base de la structure est calculée dans les deux sens avec la formule suivante :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique de la structure.

Q : facteur de qualité.

R : coefficient de comportement de la structure.

W : poids total de la structure.

1) Accélération de zone A :

Le coefficient « A » est donné par le tableau (4.1. RPA 99/ version 2003) suivant la zone Sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Zone II_a, Groupe 2 \implies **A = 0.15**

2) Coefficient de comportement global de la structure « R » :

Le coefficient « R » est donné par le tableau (4.3. RPA 99/ version 2003) en fonction du système de contreventement Portique contreventés par des voiles porteurs. **R = 5**

3) Facteur de qualité « Q » :

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

Avec :

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau (4.4. RPA 99/ version 2003).

❖ Sens longitudinale :

Critères	Observation	P _q
Condition minimales sur les files porteuse	Oui	0.00
Redondance en plans	Oui	0.00
Régularité en plan	Oui	0.00
Régularité en élévation	Oui	0.00
Contrôle de qualités des matériaux	Non	0.05
Contrôle de qualités de l'exécution	Non	0.10

Tableau V-1 : Valeurs des pénalités à retenir dans le sens longitudinal

❖ *Sens transversale :*

Critères	Observation	P _q
Condition minimales sur les files porteuse	Oui	0.00
Redondance en plans	Oui	0.00
Régularité en plan	Oui	0.00
Régularité en élévation	Oui	0.00
Contrôle de qualités des matériaux	Non	0.05
Contrôle de qualités de l'exécution	Non	0.10

Tableau V-2 : Valeurs des pénalités à retenir dans le sens transversal

On aura donc dans les deux sens :

$$Q = 1 + (0.00 + 0.00 + 0.00 + 0.00 + 0.05 + 0.1) = 1.15 \quad \Longrightarrow \quad Q = 1.15$$

4) Facteur d'amplification dynamique de la structure « D » :

Il est en fonction :

- De la catégorie du site.
- Du facteur de correction d'amortissement (η).
- De la période fondamentale de la structure **T**.

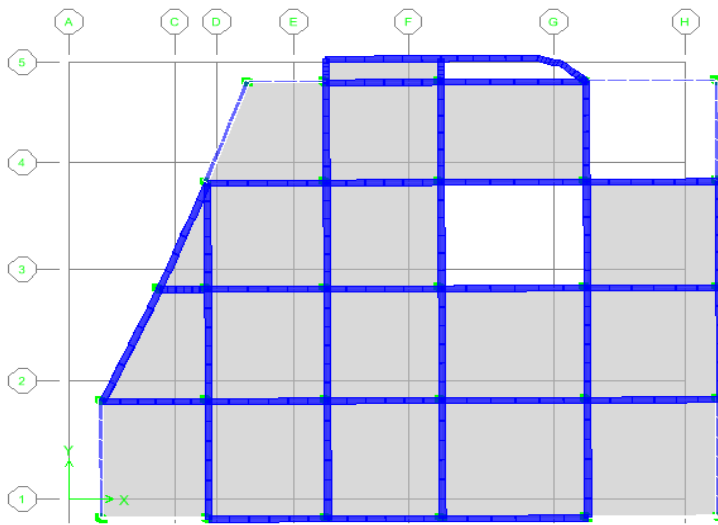
5) Estimation de la période fondamentale :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

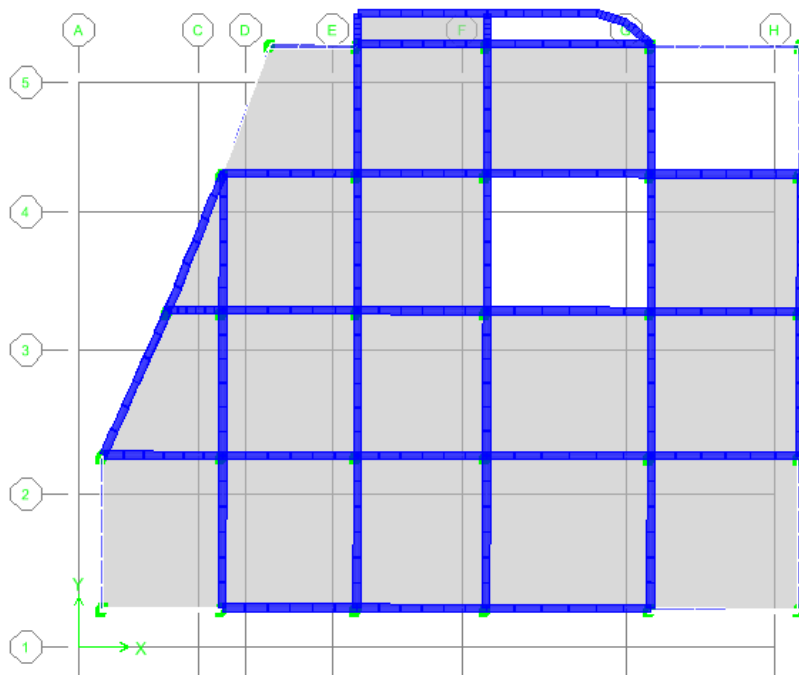
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,954986	43,2854	18,2637	0	43,2854	18,2637	0
2	0,905649	18,2876	43,16	0	61,573	61,4238	0
3	0,541661	0,0001	0,0201	0	61,5731	61,4438	0
4	0,22725	13,8828	2,7667	0	75,4559	64,2105	0
5	0,216589	2,4462	12,875	0	77,9021	77,0855	0
6	0,192818	1,9466	1,6966	0	79,8487	78,7821	0
7	0,185272	1,9076	0,3172	0	81,7563	79,0993	0
8	0,18245	0,8181	3,405	0	82,5745	82,5043	0
9	0,16761	0,0115	0,0187	0	82,586	82,523	0
10	0,163189	0,1609	0,4302	0	82,7469	82,9532	0
11	0,146531	0,1116	0,1039	0	82,8585	83,0571	0
12	0,116949	0,0608	0,1789	0	82,9193	83,236	0
13	0,09759	6,7981	1,0525	0	89,7174	84,2885	0
14	0,090612	1,12	7,0511	0	90,8374	91,3396	0

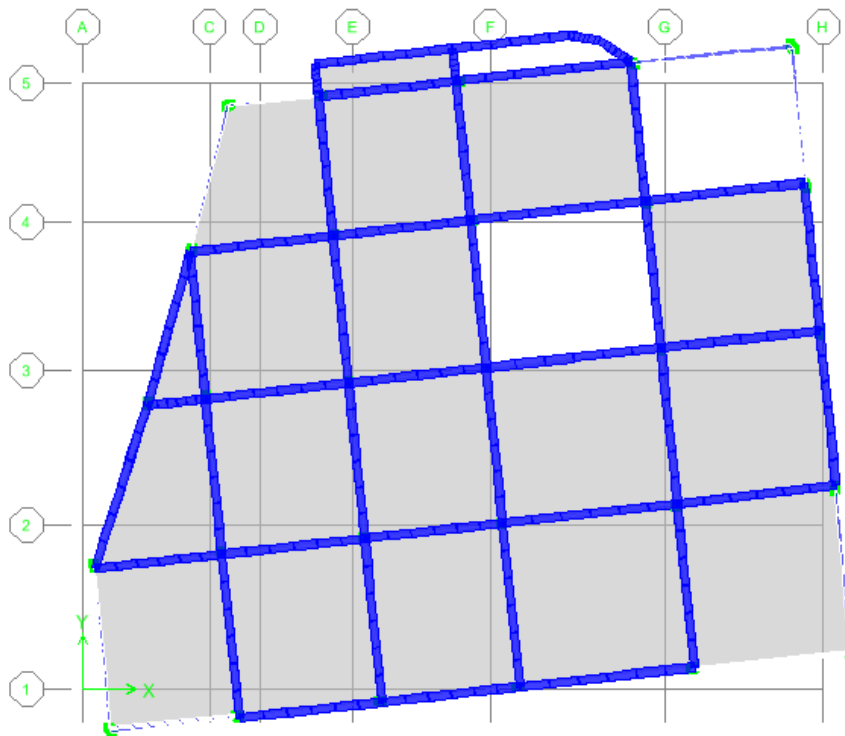
❖ Modes de vibration :

MODE 1 :



MODE 2 :



MODE 3 :

Le mode fondamental de vibration est le **mode 1** avec une période correspondante

$T_1=0,954986\text{sec}$

Selon l'article (4.2.4.RPA 99/ version 2003) la période empirique peut être calculée avec la

Formule suivante : $T = C_T h_N^{3/4}$

Avec :

h_N : hauteur totale du bâtiment mesurée à partir de la base jusqu'au dernier niveau (N) :

$h_N = 45.81 \text{ m}$.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage, est donné par le tableau (4.6. RPA 99/ version 2003) :

$C_T = 0.05$.

D'où : $T = 0.05 \times (45.81)^{3/4} = 0.88 \text{ s}$

La valeur de **T** doit être majorée de 30 % :

$$T = 1.3 \times 0.88 = 1.14 \text{ s} \quad \Rightarrow \quad T = 1.14 \text{ s}$$

On aura donc: **$T_1 = 0,954986 \text{ s} < T = 1.14 \text{ s}$** .

Le nombre de modes considérés dans les calculs a été pris de telle sorte qu'on puisse avoir le maximum de réponse sismique d'où d'après le **RPA 99 / version 2003**, on doit avoir :

$\Sigma \alpha \geq 90\%$.

Dans le cas actuel, on prend le 14^{ème} modes de vibration :

Sum UX = 90,8374

Sum UY = 91,3396.

Le facteur d'amplification dynamique est défini comme suit :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left[\frac{T_2}{T} \right]^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 S \\ 2.5\eta \left[\frac{T_2}{T} \right]^{2/3} \left[\frac{3.0}{T} \right]^{5/3} & T \geq 3.0 S \end{cases}$$

Avec :

T : Période fondamentale de la structure.

T₂ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site est donnée par le tableau (4.7. RPA 99/ version 2003).

La nature du sol : meuble (site S₃) \implies **T₂** = 0.5s

η : Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

Avec :

ξ(%) : Pourcentage de l'amortissement critique, il est en fonction du matériau constructif, du type de la structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2. RPA 99/ version 2003).

$$\xi = 10\% \implies \eta = 0.76$$

$$T_2 = 0.40 \text{ s} < T = 1.14 \text{ s.}$$

$$D = 2.5\eta \left(\frac{0.4}{1.14} \right)^{2/3} \implies \mathbf{D} = 0.756$$

6) vérification de la résultante des forces sismiques à la base :

(Art 4.3.6. RPA 99/Version 2003).

La résultante des forces sismiques à la base V_D 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_s pour une valeur de la période donnée par la formule empirique suivante : $V_D=0.8V_s$

Du logiciel ETABS :

Group	SelfMass	SelfWeight	TotalMassX	TotalMassY	TotalMassZ
ALL	0	49213.479	7078.7152	7078.7152	0

$$V_{ST} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T = \frac{0.15 \times 0.756 \times 1.15}{5} \times 49213.479 = 1283.58 \text{ KN} = 128.358 \text{ t}$$

$$V_{STx} = V_{STy} = 128.35 \text{ t}$$

$$V_x = 128.35 \times 0,8 = 102.68 \text{ t}$$

$$V_y = 128.35 \times 0,8 = 102.68 \text{ t}$$

$V_{\text{dyn}} = 470.11 \text{ t} > 80\% V_X = 102.52 \text{ t}$ condition vérifiée
 $V_{\text{dyn}} = 475.76 \text{ t} > 80\% V_X = 102.52 \text{ t}$ condition vérifiée

Donc l'effort tranchant à la base est vérifié.

7) Calcul des déplacements relatifs : (Art 4.4.3. RPA99/ version 2003)

Le déplacement horizontal à chaque niveau « i » de la structure est calculé comme suit:

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

Avec :

R : Coefficient de comportement (**R = 5**).

δ_{ek} : Déplacements dus aux forces sismiques.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

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

D'après le RPA 99 (Art.5.10/ Version 2003), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k = 1\% h_e$$

❖ *Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :*

STORY	$\delta_k(x)$	$\delta_k(y)$	$\Delta_k(x)$	$\Delta_k(y)$	1% h_e	Vérification
STORY13	0.0322	0.0312	0.0035	0.0034	0.0357	Ok
STORY12	0.0287	0.0278	0.0035	0.0035	0.0357	Ok
STORY11	0.0252	0.0243	0.0036	0.0035	0.0357	Ok
STORY10	0.0216	0.0208	0.0035	0.0034	0.0357	Ok
STORY9	0.0181	0.0174	0.0034	0.0033	0.0357	Ok
STORY8	0.0147	0.0141	0.0033	0.0031	0.0357	Ok
STORY7	0.0114	0.011	0.0029	0.0029	0.0357	Ok
STORY6	0.0085	0.0081	0.0027	0.0025	0.0357	Ok
STORY5	0.0058	0.0056	0.0019	0.0018	0.0289	Ok
STORY4	0.0039	0.0038	0.0015	0.0015	0.0289	Ok
STORY3	0.0024	0.0023	0.0012	0.0011	0.0289	Ok
STORY2	0.0012	0.0012	0.0008	0.0008	0.0289	Ok
STORY1	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0289	Ok

Tableau V-3 : Déplacements relatifs des portiques par niveau

Remarque :

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement R lors du calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (On a spécifié le type de contreventement).

Conclusion :

Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le RPA 99 qui égale à 1% de la hauteur d'étage.

8) justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : (Art 5.9. RPA 99/ version 2003)

Les effets du 2^{em} ordre (ou effet **P-Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = P_K \Delta_k / V_K h_K \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges exploitation associées au dessus du niveau K.

Δ_k : le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

h_k : la hauteur de l'étage k.

Story	Pk (KN)	sens xx			sens yy			vérification
		Δk (x)	Vk(x) x hk	Θx	Δk (y)	Vk(y) x hk	Θy	
story 1	49213.479	0.0004	13586.38	0.001	0.0004	13749.63	0.001	Ok
story 2	48674.93	0.0008	13440.81	0.002	0.0008	13600.57	0.002	Ok
story 3	48110.95	0.0012	13088.14	0.004	0.0011	13239.66	0.003	Ok
story 4	47577.74	0.0015	12603.86	0.005	0.0015	12744.09	0.005	Ok
story 5	47173.73	0.0019	12121.00	0.007	0.0018	12259.52	0.006	Ok
story 6	46646.13	0.0027	14161.19	0.008	0.0025	14334.83	0.008	Ok
story 7	46100.22	0.0029	13193.43	0.010	0.0029	13367.07	0.01	Ok
story 8	45565.38	0.0033	12094.19	0.012	0.0031	12255.23	0.011	Ok
story 9	45046.20	0.0034	10871.68	0.014	0.0033	11011.59	0.013	Ok
story10	44515.71	0.0035	9484.81	0.016	0.0034	9602.72	0.015	Ok
story11	43993.82	0.0036	7936.14	0.019	0.0035	8029.28	0.019	Ok
story12	43471.60	0.0035	5992.88	0.025	0.0035	6050.9	0.025	Ok
story13	42955.25	0.0035	3392.71	0.044	0.0034	3411.20	0.042	Ok

Tableau V-4: justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

9) Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux: (Art 7.4.3.1 RPA 99/version 2003)

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$N_d = 468.56 \text{ KN}$

B_c : l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} = la résistance caractéristique du béton.

$$V = \frac{468.56 \times 10^3}{600 \times 600 \times 25} = 0.05 \leq 0.3 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

10) Etude du contreventement :

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont données par **l'ETABS 9.7**

Sens X-X :

Effort repris par les portiques = 12.81%

Effort repris par les voiles = 87.4%

Sens Y-Y :

Effort repris par les portiques = 10.3%

Effort repris par les voiles = 89.7%

Conclusion :

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut conclure que :

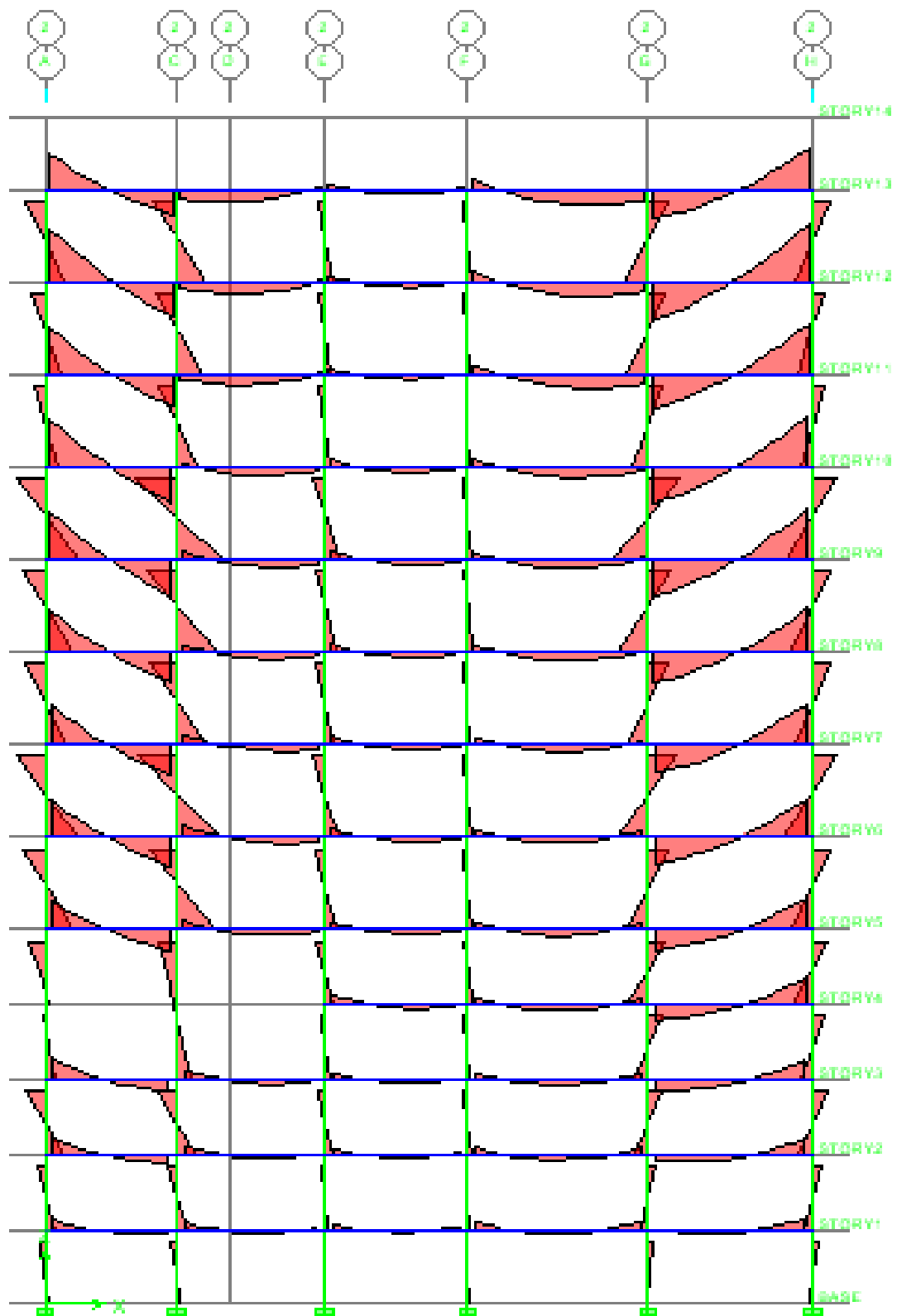
- ✓ La période est vérifiée.
- ✓ Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- ✓ Les déplacements relatifs sont vérifiés.
- ✓ L'effort tranchant à la base est vérifié.
- ✓ L'excentricité est vérifiée

Nous pouvons passer à la détermination des efforts internes et le ferrailage de la structure, avant cela nous allons faire un récapitulatif des efforts internes dans les différents éléments sous forme de tableaux.

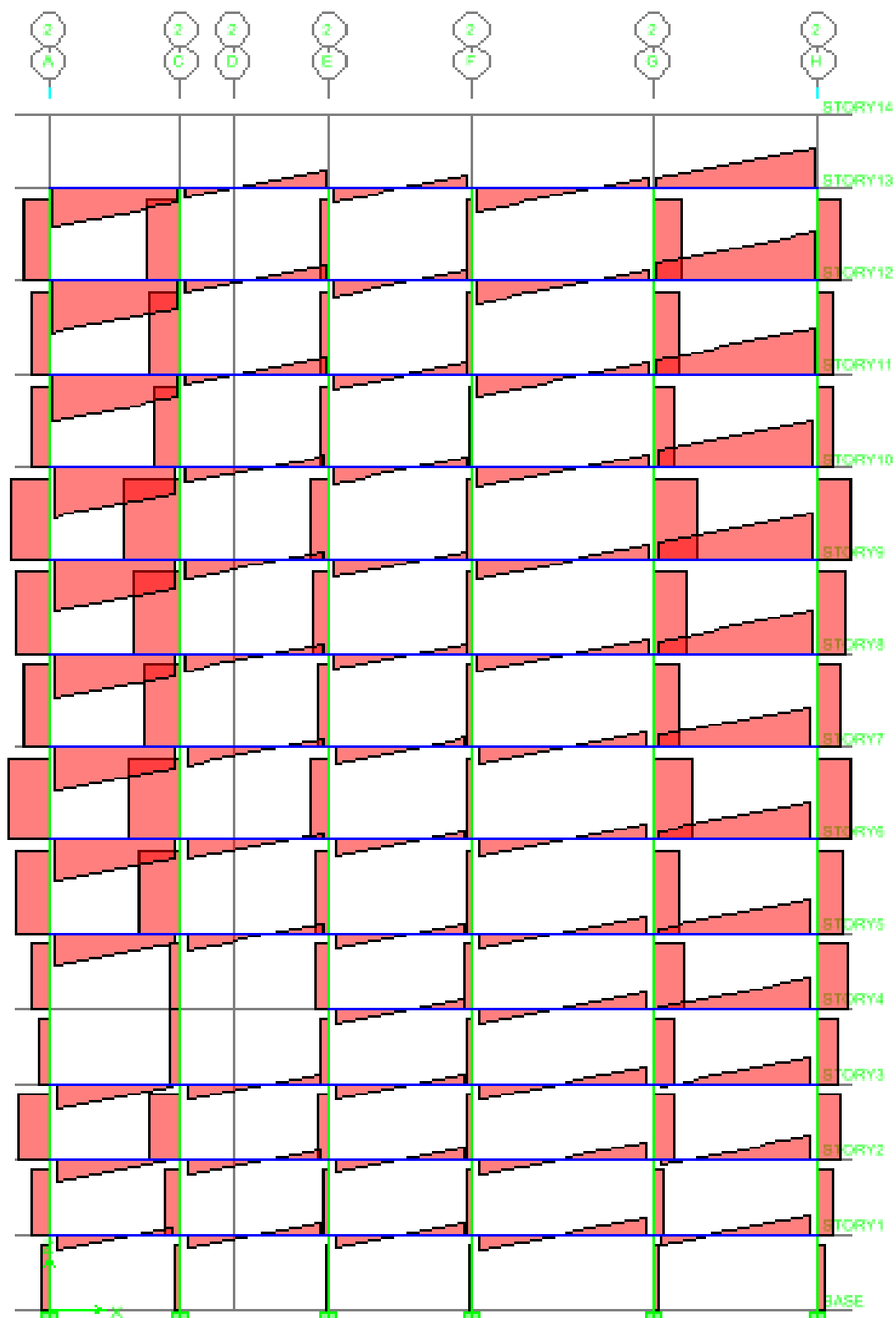
❖ *Les efforts internes dans les poutres principales :*

Niveau	Travées		Appuis		
	Combinaisons	M_{\max} (KN.m)	M_{\max} (KN.m)	T_{\max} (KN)	
SS1	ELU	10.36	-19.82	-17.81	16.05
	ELS	7.439	-14.979	-12.89	11.81
	0.8GE	/	19.993	-28.49	16.58
	GQE	/	-31.955	-33.26	17.36
SS2	ELU	20.697	-29.51	-34.85	19.64
	ELS	14.882	-21.474	-22.28	14.41
	0.8GE	/	38.239	-42.58	20.07
	GQE	/	-51.502	-51.13	22.48
SS3	ELU	25.092	-37.549	-36.81	22.54
	ELS	18.073	-27.293	-26.61	16.50
	0.8GE	/	49.178	-48.12	23.21
	GQE	/	-67.698	-58.16	26.83
RDC	ELU	34.551	-47.799	-47.11	26.01
	ELS	24.908	-34.725	-34.09	19.09
	0.8GE	/	67.569	-60.24	27.93
	GQE	/	-88.592	-72.83	31.50
1	ELU	36.538	-55.077	-49.91	29.45
	ELS	26.389	-41.442	-36.14	21.52
	0.8GE	/	75.029	-58.92	31.46
	GQE	/	-100.102	-72.08	35.47
2	ELU	50.646	-67.203	-59.69	33.12
	ELS	36.727	-48.769	-43.23	24.17
	0.8GE	/	87.778	-66.71	35.05
	GQE	/	-115.88	-82.43	39.52
3	ELU	53.201	-72.808	-58.20	34.93
	ELS	38.372	-52.599	-42.15	25.48
	0.8GE	/	89.425	-60.02	36.51
	GQE	/	-123.733	-75.38	41.34
4	ELU	55.853	-79.172	-52.01	36.72
	ELS	40.272	-57.412	-37.67	26.77
	0.8GE	/	87.461	-49.10	37.19
	GQE	/	-132.445	-61.49	42.43
5	ELU	67.266	-90.765	-63.80	40.78
	ELS	48.514	-65.782	-46.15	29.7
	0.8GE	/	94.936	-55.10	40.91
	GQE	/	-142.819	-72.35	46.99
6	ELU	64.155	-90.81	-52.24	40.43
	ELS	46.152	-65.798	-37.78	29.44
	0.8GE	/	85.187	-49.32	39.62
	GQE	/	-141.954	-58.03	45.72
7	ELU	59.775	-90.517	-41.08	39.35
	ELS	42.974	-65.584	-29.87	28.66
	0.8GE	/	71.143	-44.63	37.30
	GQE	/	-140.636	-52.86	43.86
8	ELU	67.268	-101.571	-45.04	42.71
	ELS	48.388	-73.587	-32.74	31.02
	0.8GE	/	75.288	-45.95	36.43
	GQE	/	-141.571	-54.97	43.49
9	ELU	61.388	-76.934	-39.39	35.17
	ELS	44.364	-55.944	-28.74	25.73
	0.8GE	/	57.141	-39.89	32.87
	GQE	/	-130.046	-47.44	40.36

❖ Diagrammes des moments des poutres principales :



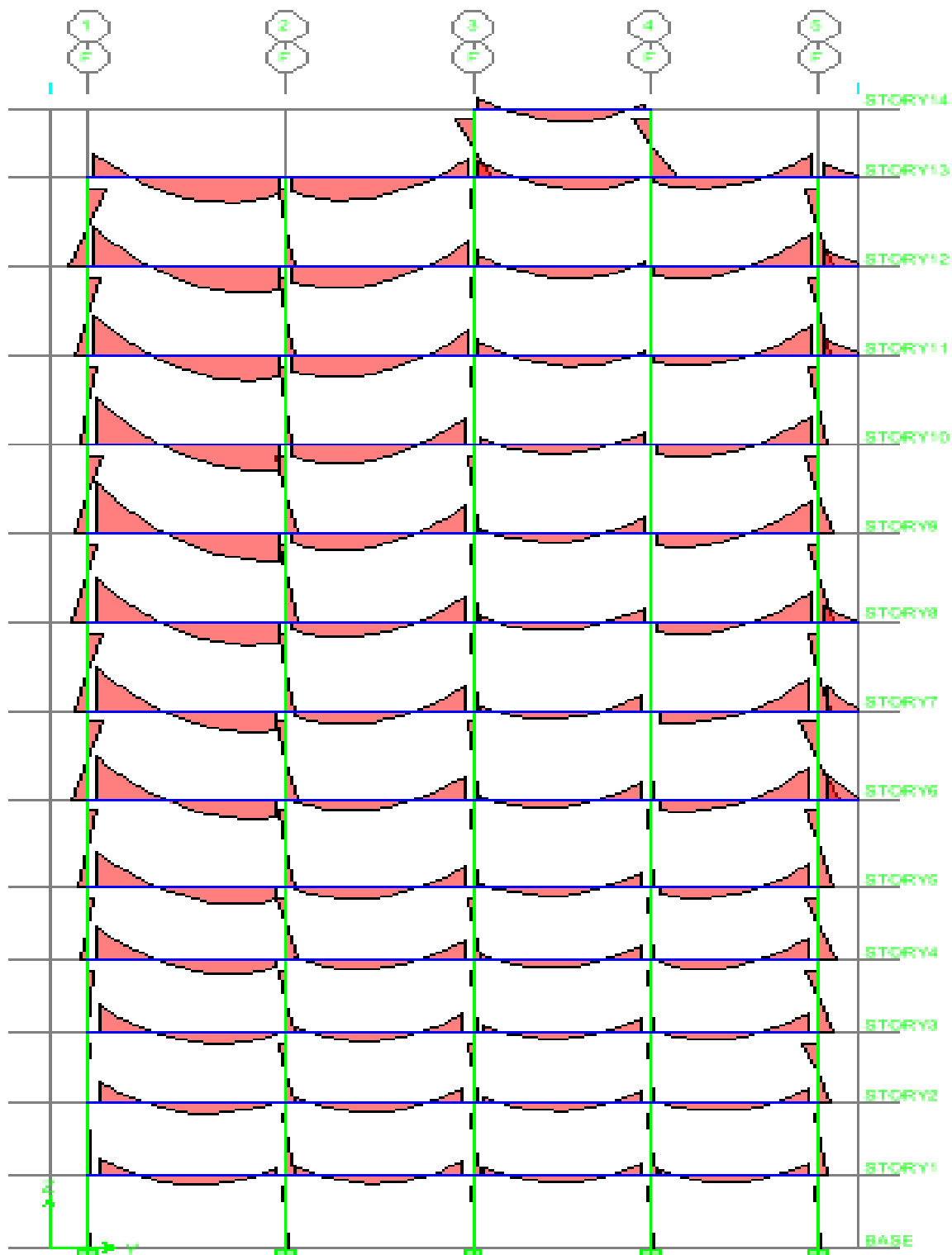
❖ Diagrammes des efforts tranchants des poutres principales :



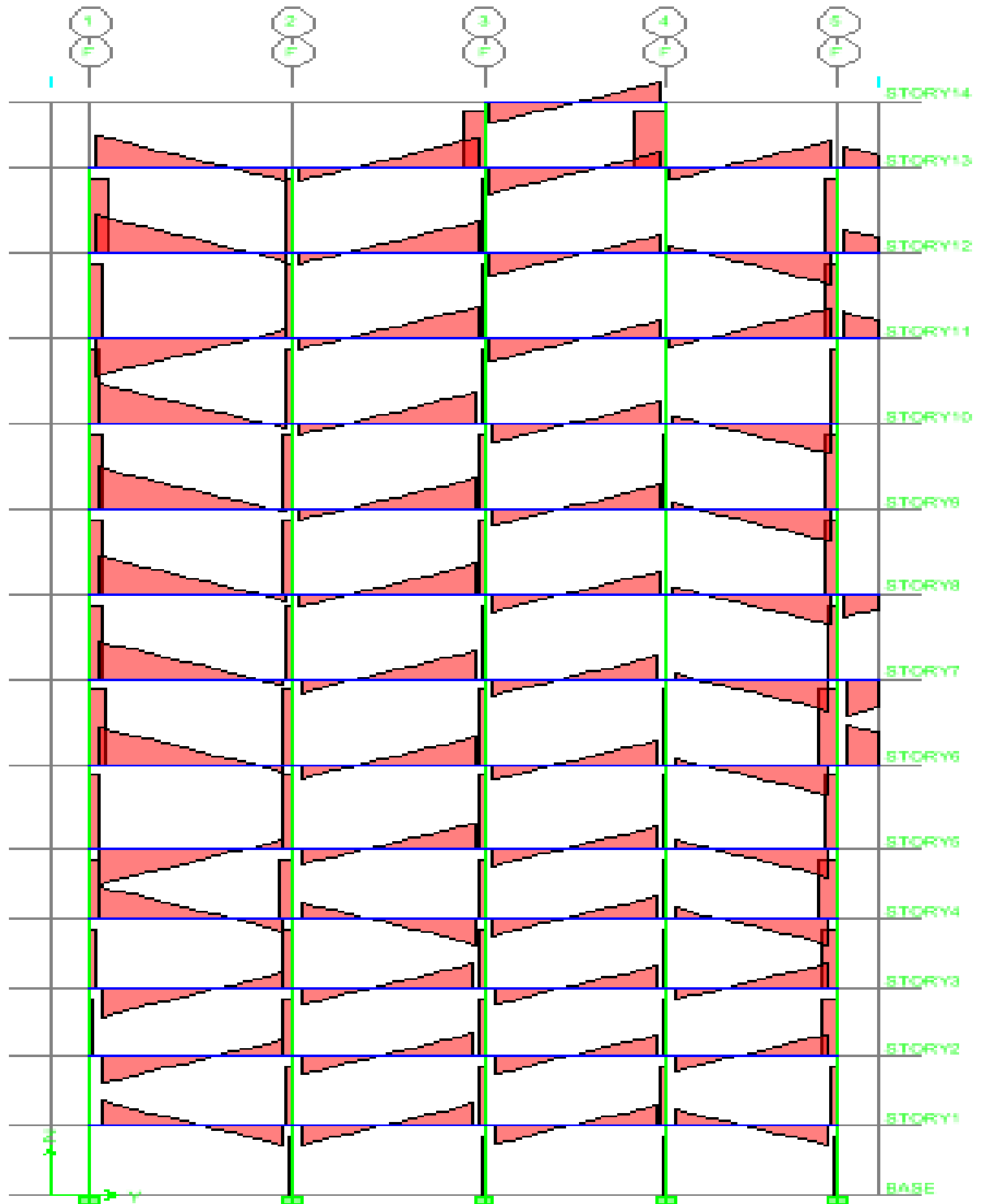
❖ *Les efforts internes dans les poutres secondaires:*

Niveau	Travées		Appuis		
	Combinaisons	M_{\max} (KN.m)	M_{\max} (KN.m)	T_{\max} (KN)	
SS1	ELU	8.66	/	-13.76	16.23
	ELS	6.358	-14.764	-10.18	11.95
	0.8GE	/	19.314	-15.82	16.47
	GQE	/	-31.594	-17.98	18.85
SS2	ELU	12.358	/	-17.65	18.50
	ELS	8.888	-18.304	-12.77	13.55
	0.8GE	/	36.358	-22.72	23.73
	GQE	/	-51.101	-25.43	26.83
SS3	ELU	13.272	/	-19.29	18.41
	ELS	9.576	-19.97	-14.14	13.50
	0.8GE	/	48.976	-27.58	29.42
	GQE	/	-67.184	-30.62	33.08
RDC	ELU	27.964	/	-22.34	26.39
	ELS	20.022	-35.055	-16.36	19.30
	0.8GE	/	64.487	-35.07	35.31
	GQE	/	-86.192	-38.76	39.72
1	ELU	25.916	/	-25.30	23.92
	ELS	31.817	-18.675	-18.51	17.50
	0.8GE	/	74.551	-37.64	40.64
	GQE	/	-101.797	-41.69	45.71
2	ELU	47.431	/	-28.69	33.45
	ELS	34.111	-49.059	-20.96	24.40
	0.8GE	/	87.219	-43.00	46.16
	GQE	/	-117.971	-47.68	50.96
3	ELU	52.898	/	-30.27	35.46
	ELS	38.06	-53.109	-22.11	25.86
	0.8GE	/	88.982	-44.37	48.04
	GQE	/	-127.016	-49.36	54.46
4	ELU	58.409	/	-31.64	37.47
	ELS	42.018	-58.013	-23.12	27.31
	0.8GE	/	86.818	-43.99	48.17
	GQE	/	-136.632	-49.38	55.45
5	ELU	69.951	/	-35.59	41.78
	ELS	50.353	-67.109	-25.98	30.43
	0.8GE	/	96.237	-47.41	52.01
	GQE	/	-148.115	-53.62	60.22
6	ELU	69.216	/	-35.05	41.71
	ELS	49.805	-67.34	-25.59	30.37
	0.8GE	/	84.542	-44.43	49.34
	GQE	/	-147.416	-50.73	55.97
7	ELU	60.838	/	-34.35	39.83
	ELS	43.847	-61.743	-25.09	29.01
	0.8GE	/	67.67	-32.01	44.67
	GQE	/	-146.331	-36.40	54.00
8	ELU	65.814	/	-37.46	41.80
	ELS	47.451	-63.889	-27.36	30.44
	0.8GE	/	72.535	-40.98	46.33
	GQE	/	-151.304	-47.07	56.19
9	ELU	65.425	/	-32.94	41.65
	ELS	47.181	-63.621	-24.10	30.33
	0.8GE	/	54.923	-33.57	40.35
	GQE	/	-140.87	-39.13	50.14

❖ Diagrammes des moments des poutres secondaires :



❖ Diagrammes des efforts tranchants dans les poutres secondaires :



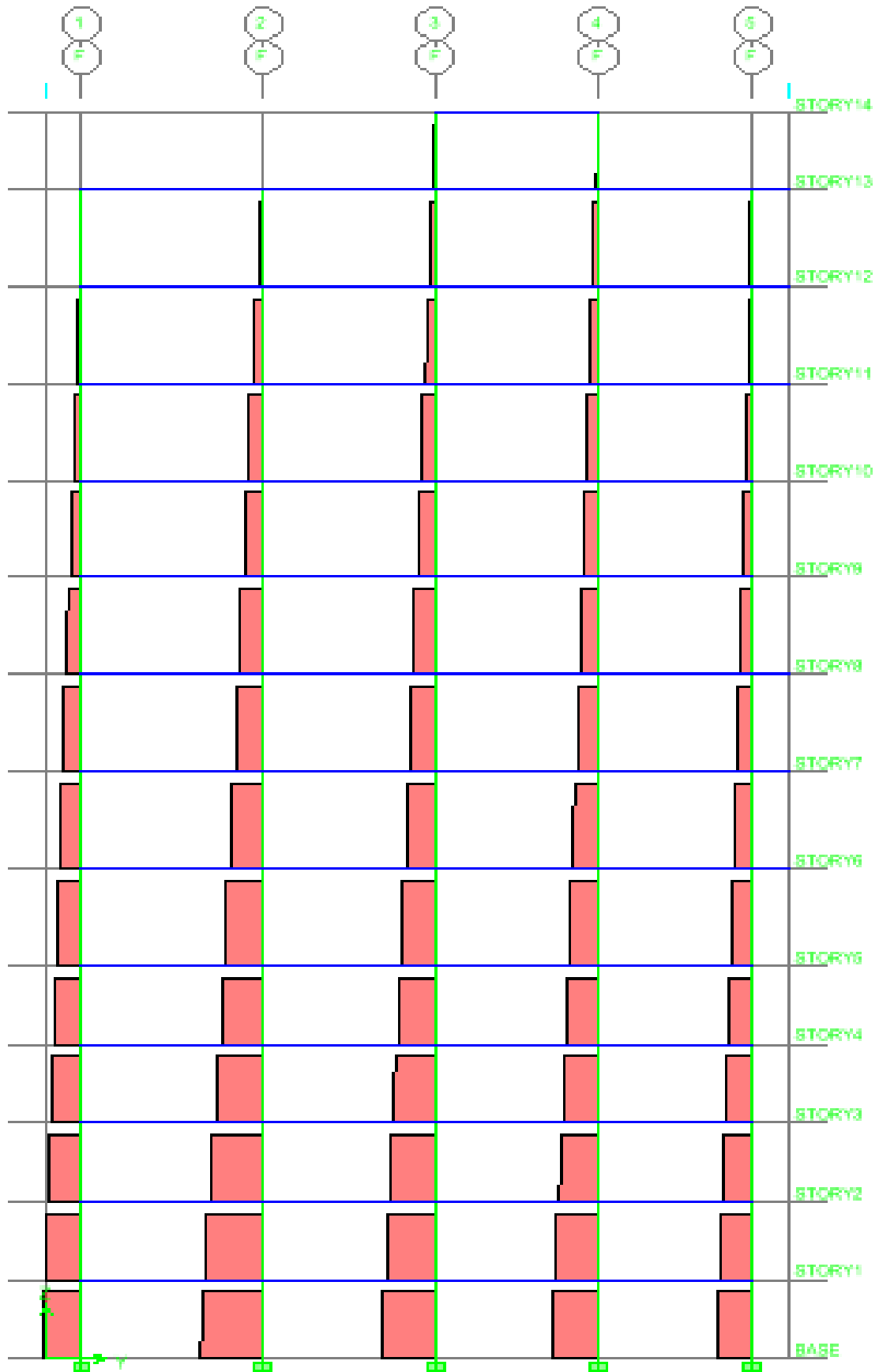
❖ *Les efforts dans les poteaux sens transversal :*

niveau	combinaison	N(KN)	M ₂ (KN.m)
Sous sol	ELU	N ^c _{max} = 6005.38	M _{cor} = -1.201
		N ^c _{min} = 1918.93	M _{cor} = -2.168
		N ^c _{cor} = 3458.1	M _{max} = 23.338
	ELS	N ^c _{max} = 4344.56	M _{cor} = -0.86
		N ^c _{min} = 1394.12	M _{cor} = -1.577
		N ^c _{cor} = 2510.35	M _{max} = 16.874
	Accidentelle	N ^c _{max} = 4379.64	M _{cor} = -12.811
		N ^c _{min} = 469.56	M _{cor} = 11.802
		N ^c _{cor} = 2417.29	M _{max} = 36.107
RDC,1,2,3	ELU	N ^c _{max} = 4360.17	M _{cor} = -7.878
		N ^c _{min} = 1200.63	M _{cor} = -4.755
		N ^c _{cor} = 2099.3	M _{max} = 55.79
	ELS	N ^c _{max} = 3163.45	M _{cor} = -5.684
		N ^c _{min} = 871.37	M _{cor} = -3.45
		N ^c _{cor} = 1521.77	M _{max} = 40.379
	Accidentelle	N ^c _{max} = 3185.43	M _{cor} = -17.818
		N ^c _{min} = 340.63	M _{cor} = 23.885
		N ^c _{cor} = 1447.37	M _{max} = 70.887
4,5,6	ELU	N ^c _{max} = 2652.61	M _{cor} = -13.083
		N ^c _{min} = 607.03	M _{cor} = -10.952
		N ^c _{cor} = 1172.85	M _{max} = 60.515
	ELS	N ^c _{max} = 1919.21	M _{cor} = -9.452
		N ^c _{min} = 440.32	M _{cor} = -7.921
		N ^c _{cor} = 848.17	M _{max} = 43.767
	Accidentelle	N ^c _{max} = 1927.76	M _{cor} = -21.57
		N ^c _{min} = 204.45	M _{cor} = 19.184
		N ^c _{cor} = 800.06	M _{max} = 69.148
7,8,9	ELU	N ^c _{max} = 1316.29	M _{cor} = -9.708
		N ^c _{min} = 469	M _{cor} = 3.754
		N ^c _{cor} = 372.9	M _{max} = 39.488
	ELS	N ^c _{max} = 951.93	M _{cor} = -7.019
		N ^c _{min} = 62.79	M _{cor} = -1.266
		N ^c _{cor} = 272.6	M _{max} = 28.597
	Accidentelle	N ^c _{max} = 965.11	M _{cor} = -13.618
		N ^c _{min} = 35.11	M _{cor} = 4.534
		N ^c _{cor} = 253.55	M _{max} = 41.196

❖ *Les efforts dans les poteaux sens longitudinal :*

niveau	combinaison	N(KN)	M ₃ (KN.m)
Sous sol	ELU	N ^c _{max} = 6005.38	M _{cor} = -1.967
		N ^c _{min} = 1918.93	M _{cor} = 27.002
		N ^c _{cor} = 2580.22	M _{max} = -43
	ELS	N ^c _{max} = 4344.56	M _{cor} = -1.447
		N ^c _{min} = 1394.12	M _{cor} = 19.473
		N ^c _{cor} = 1873.72	M _{max} = 31.104
	Accidentelle	N ^c _{max} = 4369.96	M _{cor} = -14.79
		N ^c _{min} = 805.1	M _{cor} = 29.225
		N ^c _{cor} = 2029.18	M _{max} = -47.611
RDC,1,2,3	ELU	N ^c _{max} = 4360.17	M _{cor} = -5.414
		N ^c _{min} = 1200.63	M _{cor} = 52.878
		N ^c _{cor} = 1708.17	M _{max} = -81.095
	ELS	N ^c _{max} = 3163.45	M _{cor} = -3.967
		N ^c _{min} = 871.37	M _{cor} = 38.251
		N ^c _{cor} = 1238.75	M _{max} = 58.745
	Accidentelle	N ^c _{max} = 3184.42	M _{cor} = -18.078
		N ^c _{min} = 512.75	M _{cor} = 55.662
		N ^c _{cor} = 1692.24	M _{max} = -89.333
4,5,6	ELU	N ^c _{max} = 2652.61	M _{cor} = -5.494
		N ^c _{min} = 607.03	M _{cor} = 55.281
		N ^c _{cor} = 1099.26	M _{max} = -80.474
	ELS	N ^c _{max} = 1919.21	M _{cor} = -4.026
		N ^c _{min} = 440.32	M _{cor} = 39.941
		N ^c _{cor} = 730.6	M _{max} = -58.214
	Accidentelle	N ^c _{max} = 1931.32	M _{cor} = -17.333
		N ^c _{min} = 266.04	M _{cor} = 50.101
		N ^c _{cor} = 950.62	M _{max} = -89.607
7,8,9	ELU	N ^c _{max} = 1316.29	M _{cor} = -4.313
		N ^c _{min} = 469	M _{cor} = -17.75
		N ^c _{cor} = 262.48	M _{max} = -48.791
	ELS	N ^c _{max} = 951.93	M _{cor} = -3.145
		N ^c _{min} = 62.79	M _{cor} = -2.41
		N ^c _{cor} = 191.24	M _{max} = -35.288
	Accidentelle	N ^c _{max} = 960.2	M _{cor} = -10.295
		N ^c _{min} = 33.11	M _{cor} = 5.219
		N ^c _{cor} = 206.54	M _{max} = -50.712

❖ **Diagrammes des efforts normaux :**



❖ *Les efforts dans les voiles :*

Voile	Combinons	Efforts	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
VL1 et VL3	ELU G+Q ± E 0.8G±E	N(KN)	-6833.63	-5773.17	-3569.22	-1672.58
		M(KN.m)	-2181.174	-1931.656	-1295.083	-742.774
		V(KN)	445.81	756.26	551.91	413.85
	ELS	N _{ser} (KN)	3331.56	2941.05	2073.62	1111.17
VL2	ELU G+Q ± E 0.8G±E	N(KN)	-5598.72	-4805.62	-3026.38	-1546.72
		M(KN.m)	-2577.596	-2063.823	-1216.43	279.011
		V(KN)	3184.92	2883.69	2026.78	1126.21
	ELS	N _{ser} (KN)	438.13	546.8	400.09	114.79
VL4	ELU G+Q ± E 0.8G±E	N(KN)	-5364.1	-4454.98	-2621.50	-1194.56
		M(KN.m)	-1472.634	-1338.717	-1030.431	-503.792
		V(KN)	362.01	493.26	377.55	416.75
	ELS	N _{ser} (KN)	1924.97	1701.20	1204.15	690.56
VT1	ELU G+Q ± E 0.8G±E	N(KN)	-5712.74	-3449.11	-2042.26	-892.65
		M(KN.m)	1334.91	831.215	616.253	430
		V(KN)	374.55	353.93	346.25	283.81
	ELS	N _{ser} (KN)	2409.96	1481.18	1009.97	1009.97
VT2	ELU G+Q ± E 0.8G±E	N(KN)	-6680.74	-3255.26	-1948.31	-901.32
		M(KN.m)	2485.892	1376.342	857.48	382.455
		V(KN)	368.38	207.56	134.50	44.11
	ELS	N _{ser} (KN)	3257.04	1614.25	1085.19	950.22
VT3	ELU G+Q ± E 0.8G±E	N(KN)	-3915.07	-4506.81	-2700.87	-1287.04
		M(KN.m)	681.932	2036.263	1218.425	546.991
		V(KN)	264.15	505.16	324.98	138.53
	ELS	N _{ser} (KN)	1745.92	2120.91	1478	863.66
VT4	ELU G+Q ± E 0.8G±E	N(KN)	-4965.96	-4561.47	-3060.22	-1806.60
		M(KN.m)	1306.338	1601.055	1438.355	1448.63
		V(KN)	760.23	819.98	712.53	920.29
	ELS	N _{ser} (KN)	3603.13	3317.82	2864.38	1564.49

❖ *Les efforts à la base :*

Load	F1	F2	F3	M1	M2	M3
G	0	0	66736.89	43032.953	35147.036	0
Q	0	0	14581.53	2389.835	12948.966	0
ELU	0	0	111967.1	61679.24	66871.947	0
ELS	0	0	81318.42	45422.788	48096.002	0

VI- 1) Ferrailage des poutres :**Introduction :**

Les poutres sont ferrillées en flexion simple. Le ferrailage est obtenu à l'état limite ultime «ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes :

Situations	γ_b	γ_s	f_{bc} (MPa)	f_{c28} (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	1.15	14.20	25	348
Situation accidentelle	1.15	1.00	18.50	25	400

VI-1-1) Combinaisons d'actions :

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

- **selon BAEL 91 :**
E.L.U. : 1,35 G +1,5 Q en travée
- **selon le R.P.A 99/version 2003 :**
 G+Q ±E sur appuis supérieurs
 0.8G ±E sur appuis inférieurs

VI-1-2) Recommandations du RPA 99 :**2.a) Armatures longitudinales :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - **4%** en zone courante.
 - **6 %** en zone recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques 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 :
 - **40Ø** en zone **IIa**.
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à **90°**.

Le ferrailage sera fait pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

Les poutres en travée seront ferrillées pour une situation durable et en appui pour une situation accidentelle.

	Pourcentage maximum		pourcentage minimum
	zone courante	zone de recouvrement	
Poutres (30X45)cm²	54	81	6.75

Tableau-VI- 1 .Pourcentage des armatures longitudinales

2.b) Armatures transversales :

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

- $S_t = \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_t\right) \Rightarrow$ en zone nodale.
- $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow$ en zone de recouvrement.

ϕ_t : Le plus petit diamètre utilisé des armatures transversales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nœud de l'appui ou de l'encastrement

❖ Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexes 3 E, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

VI-1-3) Etapes de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes : Soit

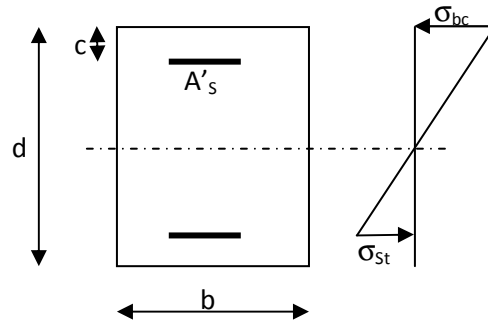
- A_s : section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.
- $A's$: section supérieure la plus comprimée.

Un moment de flexion M_u supporté par la section

On calcule le moment réduit : $\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$

- Pour les FeE400
- Si $\mu < \mu_l = 0.392$ la section est simplement armée c-à-d la section ne comprendra que les aciers tendus alors :

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



Si $\mu > \mu_l = 0.392$ la section est doublement armée c-à-d la section comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés

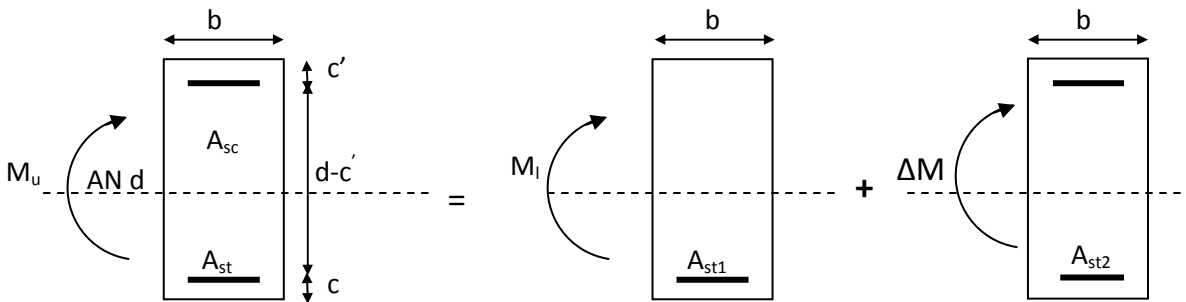


Fig. VI .1 : Ferraillage de la poutre

On calcul :

$$\begin{cases} M_r = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc} \\ \Delta M = M_u - M_r \end{cases}$$

Avec :

Mr : moment ultime pour une section simplement armée.

Mu : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

➤ armatures tendues : $A_{st} = \frac{M_f}{\beta_r \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_{st}}$

➤ Armatures comprimées : $A'_s = \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_{st}}$

VI-1-4) Exemple de calcul :

$M_U = 10.36 \text{KNm}$

$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$ AN $\mu_b = \frac{10.36}{0.30 \times 0.42^2 \times 14.20 \times 10^3} = 0.014$

$\mu_b = 0.014 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$

$\mu_b = 0.014 \Rightarrow \beta = 0.993$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{10.36 \times 100}{0.993 \times 42 \times 348 \times 0.10} = 0.71 \text{ cm}^2$$

Le calcul des sections d'armatures est donné par les tableaux récapitulatifs suivants :

VII-1-5) Le ferrailage des poutres principales est récapitulé dans les tableaux suivants :

5-1) Ferrailage des poutres principales en travée :

Niv	M _{tmax} (KN.m)	Com	μ	obs	β	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix (cm ²)
SS1	10.36	ELU	0.014	SSA	0.993	0.71	6.75	8.01	3HA14+3HA12
SS2	20.697	ELU	0.028	SSA	0.986	1.44	6.75	8.01	3HA14+3HA12
SS3	25.092	ELU	0.033	SSA	0.984	1.76	6.75	8.01	3HA14+3HA12
RDC	34.551	ELU	0.046	SSA	0.976	2.42	6.75	8.01	3HA14+3HA12
1	36.538	ELU	0.048	SSA	0.975	2.56	6.75	8.01	3HA14+3HA12
2	50.646	ELU	0.067	SSA	0.966	3.58	6.75	8.01	3HA14+3HA12
3	53.201	ELU	0.070	SSA	0.964	3.78	6.75	8.01	3HA14+3HA12
4	55.853	ELU	0.074	SSA	0.962	3.97	6.75	8.01	3HA14+3HA12
5	67.266	ELU	0.090	SSA	0.953	4.83	6.75	8.01	3HA14+3HA12
6	64.155	ELU	0.085	SSA	0.956	4.59	6.75	8.01	3HA14+3HA12
7	59.775	ELU	0.080	SSA	0.958	4.29	6.75	8.01	3HA14+3HA12
8	67.268	ELU	0.089	SSA	0.953	4.83	6.75	8.01	3HA14+3HA12
9	61.388	ELU	0.082	SSA	0.957	4.39	6.75	8.01	3HA14+3HA12

5-2) Ferrailage des poutres principales aux appuis supérieurs :

Niv	M_{tmax} (KN.m)	Com	μ	obs	β	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{ado} _p (cm ²)	Choix (cm ²)
SS1	-31.955	G+Q+E	0.032	SSA	0.984	1.93	6.75	6.78	3HA12+3chapeaux HA12
SS2	-51.502	G+Q+E	0.052	SSA	0.973	3.15	6.75	6.78	3HA12+3chapeaux HA12
SS3	-67.698	G+Q+E	0.070	SSA	0.964	4.18	6.75	6.78	3HA12+3chapeaux HA12
RDC	-88.592	G+Q+E	0.090	SSA	0.953	5.53	6.75	6.78	3HA12+3chapeaux HA12
1	-100.102	G+Q+E	0.102	SSA	0.946	6.30	6.75	6.78	3HA12+3chapeaux HA12
2	-115.88	G+Q+E	0.118	SSA	0.937	7.36	6.75	8.01	3HA12+3chapeaux HA14
3	-123.733	G+Q+E	0.126	SSA	0.932	7.90	6.75	8.01	3HA12+3chapeaux HA14
4	-132.445	G+Q+E	0.135	SSA	0.928	8.50	6.75	9.24	3HA14+3chapeaux HA14
5	-142.819	G+Q+E	0.146	SSA	0.921	9.23	6.75	9.24	3HA14+3chapeaux HA14
6	-141.954	G+Q+E	0.144	SSA	0.922	9.16	6.75	9.24	3HA14+3chapeaux HA14
7	-140.636	G+Q+E	0.144	SSA	0.922	9.16	6.75	9.24	3HA14+3chapeaux HA14
8	-141.571	G+Q+E	0.144	SSA	0.922	9.16	6.75	9.24	3HA14+3chapeaux HA14
9	-130.046	G+Q+E	0.132	SSA	0.926	8.36	6.75	9.24	3HA14+3chapeaux HA14

5-3) Ferrailage des poutres principales aux appuis inférieurs :

Niv	M_{tmax} (KN.m)	Com	μ	obs	β	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Choix (cm ²)
SS1	19.314	0.8G+E	0.020	SSA	0.990	1.16	6.75	6.78	3HA12+3chapeaux HA12
SS2	36.358	0.8G+E	0.037	SSA	0.982	2.20	6.75	6.78	3HA12+3chapeaux HA12
SS3	48.976	0.8G+E	0.050	SSA	0.974	2.99	6.75	6.78	3HA12+3chapeaux HA12
RDC	64.487	0.8G+E	0.066	SSA	0.966	3.97	6.75	6.78	3HA12+3chapeaux HA12
1	74.551	0.8G+E	0.076	SSA	0.960	4.62	6.75	6.78	3HA12+3chapeaux HA12
2	87.219	0.8G+E	0.089	SSA	0.953	5.44	6.75	6.78	3HA12+3chapeaux HA12
3	87.219	0.8G+E	0.089	SSA	0.953	5.44	6.75	6.78	3HA12+3chapeaux HA12
4	86.818	0.8G+E	0.088	SSA	0.953	5.42	6.75	6.78	3HA12+3chapeaux HA12
5	96.237	0.8G+E	0.098	SSA	0.948	6.04	6.75	6.78	3HA12+3chapeaux HA12
6	84.542	0.8G+E	0.086	SSA	0.955	5.27	6.75	6.78	3HA12+3chapeaux HA12
7	67.67	0.8G+E	0.070	SSA	0.964	4.18	6.75	6.78	3HA12+3chapeaux HA12
8	72.535	0.8G+E	0.074	SSA	0.962	4.49	6.75	6.78	3HA12+3chapeaux HA12
9	54.923	0.8G+E	0.056	SSA	0.971	3.37	6.75	6.78	3HA12+3chapeaux HA12

VII-1-6) Le ferrailage des poutres secondaires est récapitulé dans les tableaux suivants :

6-1) Ferrailage en travées des poutres secondaires à l'ELU

Niv	M_{tmax} (KN.m)	Com	μ	obs	β	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Choix (cm ²)
SS1	8.66	ELU	0.012	SSA	0.994	0.60	6.75	8.01	3HA14+3HA12
SS2	12.358	ELU	0.016	SSA	0.992	0.85	6.75	8.01	3HA14+3HA12
SS3	13.272	ELU	0.018	SSA	0.991	1.00	6.75	8.01	3HA14+3HA12
RDC	27.964	ELU	0.037	SSA	0.981	1.95	6.75	8.01	3HA14+3HA12
1	25.916	ELU	0.034	SSA	0.983	1.80	6.75	8.01	3HA14+3HA12
2	47.431	ELU	0.063	SSA	0.968	3.37	6.75	8.01	3HA14+3HA12
3	52.898	ELU	0.070	SSA	0.964	3.75	6.75	8.01	3HA14+3HA12
4	58.409	ELU	0.078	SSA	0.959	4.18	6.75	8.01	3HA14+3HA12
5	69.951	ELU	0.093	SSA	0.953	4.97	6.75	8.01	3HA14+3HA12
6	69.216	ELU	0.092	SSA	0.953	4.97	6.75	8.01	3HA14+3HA12
7	60.838	ELU	0.080	SSA	0.958	4.35	6.75	8.01	3HA14+3HA12
8	65.814	ELU	0.088	SSA	0.954	4.72	6.75	8.01	3HA14+3HA12
9	65.425	ELU	0.087	SSA	0.955	4.69	6.75	8.01	3HA14+3HA12

6-2) Ferrailage des poutres secondaires aux appuis :

Niv	M_{tmax} (KN.m)	Com	μ	obs	β	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Choix (cm ²)
SS1	31.594	G+Q+E	0.032	SSA	0.984	1.91	6.75	6.78	3HA12+3chapeaux HA12
SS2	51.101	G+Q+E	0.052	SSA	0.973	3.13	6.75	6.78	3HA12+3chapeaux HA12
SS3	67.184	G+Q+E	0.068	SSA	0.965	4.14	6.75	6.78	3HA12+3chapeaux HA12
RDC	86.192	G+Q+E	0.088	SSA	0.954	5.38	6.75	6.78	3HA12+3chapeaux HA12
1	101.797	G+Q+E	0.104	SSA	0.945	6.41	6.75	6.78	3HA12+3chapeaux HA12
2	117.971	G+Q+E	0.120	SSA	0.936	7.50	6.75	9.24	3HA14+3chapeaux HA14
3	127.016	G+Q+E	0.130	SSA	0.930	8.13	6.75	9.24	3HA14+3chapeaux HA14
4	136.632	G+Q+E	0.140	SSA	0.924	8.80	6.75	9.24	3HA14+3chapeaux HA14
5	148.115	G+Q+E	0.151	SSA	0.918	9.60	6.75	10.65	3HA14+3chapeaux HA16
6	147.416	G+Q+E	0.150	SSA	0.918	9.56	6.75	10.65	3HA14+3chapeaux HA16
7	146.331	G+Q+E	0.149	SSA	0.919	9.51	6.75	10.65	3HA14+3chapeaux HA16
8	151.304	G+Q+E	0.154	SSA	0.916	9.83	6.75	10.65	3HA14+3chapeaux HA16
9	140.87	G+Q+E	0.144	SSA	0.922	9.10	6.75	10.65	3HA14+3chapeaux HA16

Remarque : d'après le BAEL le ferrailage des poutres secondaires sur les appuis supérieurs et le même sur les appuis inférieurs.

❖ **Les exigences du RPA 99 version 2003 :**

➤ **Les armatures longitudinales (Art 7.5.2.)**

Le pourcentage total minimum des armatures longitudinales sur toute la longueur de la Poutre est de 0.5% en toute section.

$$A_s = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

VI-1-7) Vérifications à l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité : [Art A.4.1,1/BAEL91 modifiées 99]

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 b d f_{t28} / f_c = 0,23 \times 30 \times 42 \times 2,1 / 400 = 1.52 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Justification de l'âme sous l'effort tranchant : [Art A.5.1.1/BAEL91 modifiées 99]

Les justifications de l'âme d'une poutre sont conduites à partir de la contrainte tangente τ_u prise conventionnellement égale :

$$\tau_u = T_u^{\max} / bd$$

✓ Poutres principales: $\tau_u = 82.43 \times 10^{-3} / 0,30 \times 0,42 = 0.65 \text{ MPa}$

✓ Poutres secondaires: $\tau_u = 60.22 \times 10^{-3} / 0,30 \times 0,42 = 0,48 \text{ MPa}$

c) Etat limite ultime du béton de l'âme : [Art A.5.1.21/BAEL91 modifiées 99]

Contrainte tangente conventionnelle:

$$\tau_u = T_u^{\max} / bd < \min (0,2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa} \text{ pour des fissurations peu préjudiciables.}$$

Poutre principales: $\tau_u = 0.65 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

Poutre secondaires: $\tau_u = 0,48 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

d) Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

$\sum U_i$: Sommes des périmètres utiles des barres.

✓ **poutres principales :** $T_u^{\max} = 82.43 \text{ KN}$

$$\sum U_i = 3.14 (3 \times 1.4 + 3 \times 1.2) = 24.50 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{82.43 \times 10}{0.9 \times 42 \times 24.50} = 0.89 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

✓ **poutres secondaires** : $T_u^{\max} = 60.22 \text{KN}$

$$\sum U_i = 3.14 (3 \times 1.4 + 3 \times 1.4) = 26.38 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{60.22 \times 10}{0.9 \times 42 \times 26.38} = 0.60 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée, pas de risque d'entraînement des barres.

e) Influence de l'effort tranchant sur le béton aux appuis: [Art A.5.1.32/BAEL91 modifiées 99]

1) Influence sur le béton :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.4 \times a \times b \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad ; a = 0.9 d$$

✓ **poutre principale** :

$$T_u = 82.43 \leq 0.4 \times 0.9 \times 0.42 \times 0.30 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 756 \text{KN} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **poutre secondaire** :

$$T_u = 60.22 \leq 0.4 \times 0.9 \times 0.42 \times 0.30 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 756 \text{KN} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales:

Lorsque au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} > 0$, On doit prolonger au-delà des appuis une section d'armature pour équilibrer un effort égale à :

$$\left(T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} > 0 \right)$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \right)$$

✓ **poutre principale** : $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 82.43 - \frac{115.88}{0.9 \times 0.42} = -224.13 < 0$

✓ **Poutre secondaire** : $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 60.22 - \frac{148.115}{0.9 \times 0.42} = -331.62 < 0$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

f) Longueur de scellement droite des barres : [Art A.6.1.23/BAEL91 modifiées99]

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ avec } \tau_{su} = 0.6 \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa}$$

Pour les $\phi 12$: $l_s = 42.33 \text{ cm}$

Pour les $\phi 14 : l_s = 49.38 \text{ cm}$

Pour les $\phi 16 : l_s = 56.44 \text{ cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, La longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à $0,4l_s$ pour les barres à haute adhérence.

Pour les $\emptyset 12 : l_c = 16.93 \text{ cm}$

Pour les $\emptyset 14 : l_c = 19.75 \text{ cm}$

Pour les $\phi 16 : l_c = 22.57 \text{ cm}$

❖ **Section des armatures transversales minimale**

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b \text{ (article 7.5.2.2 RPA99 version 2003)}$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi\right) \text{ En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ En zone de recouvrement.}$$

Avec :

ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nue de l'appui ou de l'encastrement.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

	Zone de recouvrement	Zone nodale
Espacement maximal S_t	15	10
La largeur b	30	30
A_t	1.35	0.9
A_s adoptée	Cadre + étrier (T8) ($A_s = 2.01$)	Cadre + étrier (T8) ($A_s = 2.01$)

Tableau VI .2: Armatures transversales minimales

❖ **Délimitation de la zone nodale**

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right) = \min(12.86; 14; 30)$$

Soit $\phi_t = 8mm$

On choisira 1 cadre + 1 étrier

Soit: $A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60cm\right\}$$

h : hauteur de la poutre .

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres .

On aura :

- $h' = 60 \text{ cm}$
- $L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$

❖ **Espacement maximal:**

Vérification des exigences du RPA :

➤ **Zone nodal (appuis)**

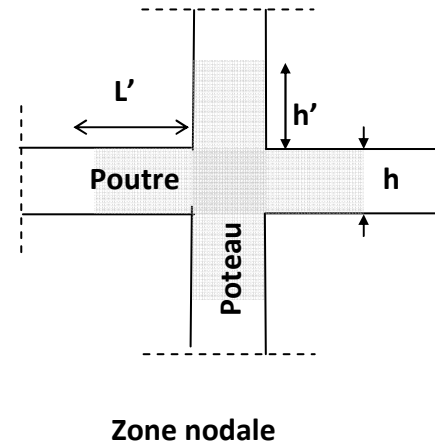
$$S_t \leq \min(h/4; 12\phi_L) \Rightarrow S_t \leq 11.25cm$$

-Poutres de (30 × 45) : $S_t = 10cm$

➤ **Zone courante (travées)**

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

-Poutres de (30 × 45) : $S_t = 15 \text{ cm}$



VI-1-8) Vérification à l'ELS :➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leur sont relatives :

Etat limite d'ouverture des fissures (exemple de calcul pour la fissuration non préjudiciable).

Etat limite de résistance du béton à la compression.

Etat limite de déformation :

8-1) Etat limite de résistance du béton en compression : (BAEL91/ A.4.5.2) :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

On calcule ; $\rho_1 = \frac{100A_s}{bd}$, puis on déduit les valeurs de β_1 et k . ; $\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s$ et $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$

Les vérifications à l'ELS sont données dans les tableaux suivants :

Niveau	Ms (KN.m)	As (cm ²)	ρ	β	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	Obs
SS1	7.439	8.01	0.636	0.883	0.036	25.04	0.90	15	OK
SS2	14.882	8.01	0.636	0.883	0.036	50.098	1.804	15	OK
SS3	18.073	8.01	0.636	0.883	0.036	60.850	2.190	15	OK
RDC	24.908	8.01	0.636	0.883	0.036	83.849	3.018	15	OK
1	26.389	8.01	0.636	0.883	0.036	88.834	3.198	15	OK
2	36.727	8.01	0.636	0.883	0.036	123.635	4.451	15	OK
3	38.372	8.01	0.636	0.883	0.036	129.173	4.650	15	OK
4	40.272	8.01	0.636	0.883	0.036	135.569	4.880	15	OK
5	48.514	8.01	0.636	0.883	0.036	163.314	5.879	15	OK
6	46.152	8.01	0.636	0.883	0.036	155.363	5.593	15	OK
7	42.974	8.01	0.635	0.883	0.036	144.665	5.208	15	OK
8	48.388	8.01	0.635	0.883	0.036	162.890	5.864	15	OK
9	44.364	8.01	0.635	0.883	0.036	149.344	5.370	15	OK

Tab VI .1.1: Vérification des poutres principales en travées à l'ELS.

Niveau	Ms (KN.m)	As (cm ²)	ρ	β	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	Obs
SS1	14.979	6.78	0.538	0.890	0.033	57.919	1.911	15	OK
SS2	21.474	6.78	0.538	0.890	0.033	84.719	2.796	15	OK
SS3	27.293	6.78	0.538	0.890	0.033	107.692	3.554	15	OK
RDC	34.725	6.78	0.538	0.890	0.033	137.016	4.522	15	OK
1	41.442	6.78	0.538	0.890	0.033	163.520	5.396	15	OK
2	48.769	6.78	0.538	0.890	0.033	192.431	6.350	15	OK
3	52.599	6.78	0.538	0.890	0.033	207.543	6.849	15	OK
4	57.412	6.78	0.538	0.890	0.033	226.534	7.476	15	OK
5	65.782	6.78	0.538	0.890	0.033	259.560	8.565	15	OK
6	65.798	6.78	0.538	0.890	0.033	259.623	8.568	15	OK
7	65.584	6.78	0.538	0.890	0.033	258.779	8.540	15	OK
8	73.587	6.78	0.538	0.890	0.033	290.357	9.582	15	OK
9	55.944	6.78	0.538	0.890	0.033	220.742	7.284	15	OK

Tab VI.1.2 : Vérification des poutres principales aux appuis à l'ELS.

Niveau	Ms (KN.m)	As (cm ²)	ρ	β	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	Obs
SS1	6.358	6.78	0.538	0.890	0.033	25.082	0.828	15	OK
SS2	8.888	6.78	0.538	0.890	0.033	35.070	1.157	15	OK
SS3	9.576	6.78	0.538	0.890	0.033	37.785	1.247	15	OK
RDC	20.022	6.78	0.538	0.890	0.033	79.002	2.607	15	OK
1	31.817	6.78	0.538	0.890	0.033	125.542	4.143	15	OK
2	34.111	6.78	0.538	0.890	0.033	134.594	4.442	15	OK
3	38.06	6.78	0.538	0.890	0.033	150.176	4.956	15	OK
4	42.018	6.78	0.538	0.890	0.033	165.793	5.471	15	OK
5	50.353	6.78	0.538	0.890	0.033	198.681	6.556	15	OK
6	49.805	6.78	0.538	0.890	0.033	196.518	6.485	15	OK
7	43.847	6.78	0.538	0.890	0.033	173.010	5.701	15	OK
8	47.451	6.78	0.538	0.890	0.033	187.230	6.178	15	OK
9	47.181	6.78	0.538	0.890	0.033	186.16	6.143	15	OK

Tab VI.1.3 : Vérification des poutres secondaires en travées à l'ELS

Niveau	Ms (KN.m)	As (cm ²)	ρ	β	K	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	Obs
SS1	10.18	6.78	0.538	0.890	0.033	40.16	1.326	15	OK
SS2	12.77	6.78	0.538	0.890	0.033	50.387	1.663	15	OK
SS3	14.14	6.78	0.538	0.890	0.033	55.793	1.841	15	OK
RDC	16.36	6.78	0.538	0.890	0.033	64.553	2.130	15	OK
1	18.51	6.78	0.538	0.890	0.033	73.036	2.410	15	OK
2	20.96	6.78	0.538	0.890	0.033	82.703	2.729	15	OK
3	22.11	6.78	0.538	0.890	0.033	87.240	2.879	15	OK
4	23.12	6.78	0.538	0.890	0.033	91.226	3.010	15	OK
5	25.98	6.78	0.538	0.890	0.033	102.511	3.383	15	OK
6	25.59	6.78	0.538	0.890	0.033	100.972	3.332	15	OK
7	25.09	6.78	0.538	0.890	0.033	98.999	3.267	15	OK
8	27.36	6.78	0.538	0.890	0.033	107.956	3.563	15	OK
9	24.10	6.78	0.538	0.890	0.033	95.093	3.138	15	OK

Tab VI.1.4: Vérification des poutres secondaires aux appuis à l'ELS.

8-2) ELS vis-à-vis des déformations :

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Calcul de la flèche

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens.

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

a) Sens principal :

✓ $\frac{h}{l} = \frac{45}{660} = 0,0682 \geq 0,0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

✓ $\frac{h}{l} = 0,0868 \geq \frac{48.388}{10 \times 73.587} = 0,066 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

$\frac{6.78}{30 \times 42} = 0,0053 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

b) Sens secondaire :

$$\checkmark \frac{h}{l} = \frac{45}{600} = 0,075 \geq 0,0625$$

$$\checkmark \frac{h}{l} = 0,075 \leq \frac{50.353}{10 \times 27.36} = 0.184 \Rightarrow \text{conditions non vérifiées}$$

Conclusion :

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche dans les poutres principales

8-3) Vérifications de la flèche dans les poutres secondaires :

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Calcul de la flèche

On fait le calcul pour la plus grande travée dans le sens longitudinale :

$$f \leq \bar{f} = \frac{l}{1000} + 0.5 = \frac{600}{1000} + 0.5 = 1.1 \text{ cm}$$

$$f = \frac{M_S L^2}{10 E_V I_{fv}}$$

$$E_V = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MP}$$

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour des charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + (\lambda \times u)}$$

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

r

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15(A_s(\frac{h}{2} - c')^2 + A_s'(\frac{h}{2} - c)^2)$$

ρ : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures).

$$\rho = \frac{A}{d \times b_0}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{5 \times \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{5 \rho} = \frac{0.0084}{\rho}$$

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

La contrainte dans les aciers tendus :

$$\sigma_S = \frac{M_S}{d.A.\beta_1}$$

Les résultats de vérification de la flèche pour les poutres secondaires sont donnés dans les tableaux suivants.

Niv	M _s (KN.m)	L (cm)	E _v (Mpa)	h (cm)	A (cm ²)	ρ	λ _v	β ₁	σ _s (MP)	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)	F (mm)	F̄ (mm)	obs
SS1	6.358	600	10818.86	45	6.78	0.0055	1.527	0.890	25.082	0	268467.08	295313.789	0.72	11	OK
SS2	8.888	600	10818.86	45	6.78	0.0055	1.527	0.890	35.070	0	268467.08	295313.788	1.00	11	OK
SS3	9.576	600	10818.86	45	6.78	0.0055	1.527	0.890	37.785	0	268467.08	295313.788	1.08	11	OK
RDC	20.022	600	10818.86	45	6.78	0.0055	1.527	0.890	79.002	0.042	268467.08	277515.602	2.40	11	OK
1	31.817	600	10818.86	45	6.78	0.0055	1.527	0.890	125.542	0.244	268467.08	215151.078	4.92	11	OK
2	34.111	600	10818.86	45	6.78	0.0055	1.527	0.890	134.594	0.279	268467.08	207087.626	5.48	11	OK
3	38.06	600	10818.86	45	6.78	0.0055	1.527	0.890	150.176	0.320	268467.08	198378.243	6.38	11	OK
4	42.018	600	10818.86	45	6.78	0.0055	1.527	0.890	165.793	0.360	268467.08	190559.448	7.34	11	OK
5	50.353	600	10818.86	45	6.78	0.0055	1.527	0.890	198.681	0.432	268467.08	177935.888	9.42	11	OK
6	49.805	600	10818.86	45	6.78	0.0055	1.527	0.890	196.518	0.428	268467.08	178593.158	9.28	11	OK
7	43.847	600	10818.86	45	6.78	0.0055	1.527	0.890	173.010	0.378	268467.08	187238.565	7.79	11	OK
8	47.451	600	10818.86	45	6.78	0.0055	1.527	0.890	187.230	0.410	268467.08	181611.977	8.69	11	OK
9	47.181	600	10818.86	45	6.78	0.0055	1.527	0.890	186.16	0.407	268467.08	182125.064	8.62	11	OK

Tableau VI-1-5 : Vérification de la flèche en travées des poutres secondaire

VII) Ferraillages des poteaux :

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) sous les combinaisons considérées comme suit :

$$\text{ELU} : 1.35 G + 1.5 Q \quad / \quad \text{ELS} : G + Q \quad / \quad \text{RPA2003} : G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

Et en procédant à des vérifications à l'ELS et en tenant compte des trois types de sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant

VII-1) Etapes de calcul en flexion composée à l'ELU :

N'étant un effort de compression, deux cas peuvent se présenter :

- ✓ Section partiellement comprimée (SPC)
- ✓ Section entièrement comprimée (SEC)

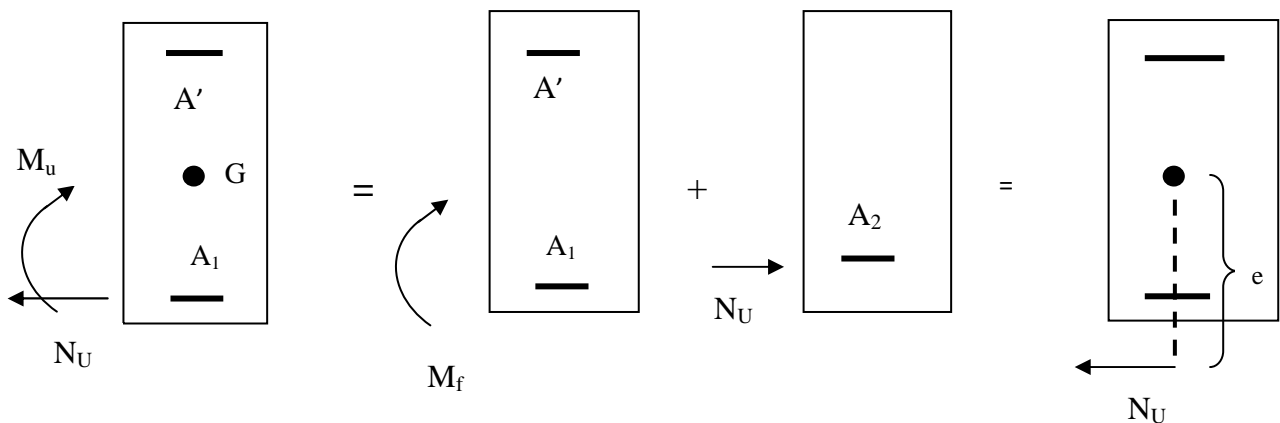
VII-1-a) Section partiellement comprimées :

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c \\ N_u (d - c) - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bc} \end{array} \right.$$

Avec : $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$

M_f : Moment par rapport aux armatures tendues



- *Calcul des armatures :*

$$\mu = \frac{M_1}{bd^2 f_{bu}}$$

Si $\mu \leq \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA).

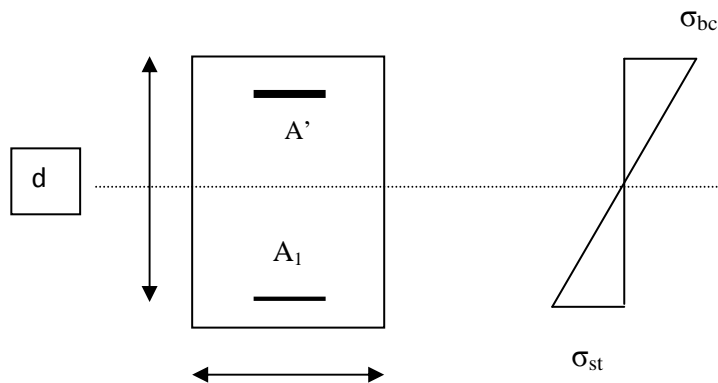
$\mu \rightarrow \beta$ (Tableau)

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta d \sigma_s}$$

La section d'armatures réelles est :

$$A_s = A_1 - \frac{N_U}{\sigma_s}; \quad A' = 0$$

Si $\mu \geq \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$ la section est doublement armée



On calcul:

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

$$\Delta M = M_1 - M_r$$

Avec :

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armatures est :

$$A'_s = A' \qquad A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

VII-1-b) Section entièrement comprimées :

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M}{N} \leq \frac{h}{2} - c \\ N_u(d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \end{array} \right.$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{Si } (0,337h - 0,810c') b \cdot h \cdot f_{bc} < N_u(d - c') - M_f < (0,5h - c') b h f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_1 = \frac{N - 100 \cdot \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \sigma_s}; A_2 = 0$$

Avec :

$$\psi = \frac{0,351 + \frac{N(d - c') - 100M_1}{100 b h f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}};$$

$$0,8095 \leq \psi \leq 1$$

f_{bc} : En [MPa] ; M [N.m] et (b, h, d, c') [cm]

$$\text{Si } N_u(d - c') - M_1 > (0,5h - c') b h f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_2 = \frac{N - 100 b h f_{bc}}{100 \sigma_s} - A_1 \qquad \text{et} \qquad A_1 = \frac{M_1 - (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature se calculera comme suite :

$$A = \frac{N_u - B \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec : B : aire de la section du béton seul

σ_s : contrainte de l'acier

❖ *Tableau récapitulatifs des ferrillades des poteaux (sens transversal):*

poteaux	Combinaison	N(KN)	M ₂₂ (KN.m)	OBS	A _{st}	A _{sc}	A _{min}	A _{adop}	Choix de A
60 x 60	ELU	N _{max} ^c = 6005.38	M _{cor} = -1.201	SEC	12.95	13.08	28.8	33.16	8HA20+4HA16
		N _{min} ^c = 1918.93	M _{cor} = -2.168	SPC	0.00	0.00			
		N _{cor} ^c = 3458.1	M _{max} = 23.338	SEC	0.00	0.00			
	Accidentelles	N _{max} ^c = 4379.64	M _{cor} = -12.811	SPC	0.00	0.00			
		N _{min} ^c = 469.56	M _{cor} = 11.802	SPC	0.00	0.00			
		N _{cor} ^c = 2417.29	M _{max} = 36.107	SPC	0.00	0.00			
50 X50	ELU	N _{max} ^c = 4360.17	M _{cor} = -7.878	SEC	11.25	12.28	20	20.36	4HA16+8HA14
		N _{min} ^c = 1200.63	M _{cor} = -4.755	SPC	0.00	0.00			
		N _{cor} ^c = 2099.3	M _{max} = 55.79	SPC	0.00	0.00			
	Accidentelles	N _{max} ^c = 3185.43	M _{cor} = -17.818	SPC	0.00	0.00			
		N _{min} ^c = 340.63	M _{cor} = 23.885	SPC	0.00	0.00			
		N _{cor} ^c = 1447.37	M _{max} = 70.887	SPC	0.00	0.00			
40 X40	ELU	N _{max} ^c = 2652.61	M _{cor} = -13.083	SEC	4.44	6.65	12.8	14.2	4HA16+4HA14
		N _{min} ^c = 607.03	M _{cor} = -10.952	SPC	0.00	0.00			
		N _{cor} ^c = 1172.85	M _{max} = 60.515	SPC	0.00	0.00			
	Accidentelles	N _{max} ^c = 1927.76	M _{cor} = -21.57	SPC	0.00	0.00			
		N _{min} ^c = 204.45	M _{cor} = 19.184	SPC	0.00	0.00			
		N _{cor} ^c = 800.06	M _{max} = 69.148	SPC	0.00	0.00			
30 X30	ELU	N _{max} ^c = 1316.29	M _{cor} = -9.708	SEC	0.00	1.79	7.2	9.04	8HA12
		N _{min} ^c = 469	M _{cor} = 3.754	SPC	0.00	0.00			
		N _{cor} ^c = 372.9	M _{max} = 39.488	SPC	0.06	0.00			
	Accidentelles	N _{max} ^c = 965.11	M _{cor} = -13.618	SPC	0.00	0.00			
		N _{min} ^c = 35.11	M _{cor} = 4.534	SPC	0.00	0.00			
		N _{cor} ^c = 253.55	M _{max} = 41.196	SPC	1.04	0.00			

❖ *Tableau récapitulatifs des ferrailades des poteaux (sens longitudinal):*

poteaux	combinaison	N(KN)	M ₃₃ (KN.m)	OBS	A _{st}	A _{sc}	A _{min}	A _{adop}	Choix de A
60 x 60	ELU	N ^c _{max} = 6005.38	M _{cor} = -1.967	SEC	12.91	13.12	28.8	33.16	8HA20+4HA16
		N ^c _{min} = 1918.93	M _{cor} = 27.002	SPC	0.00	0.00			
		N ^c _{cor} = 2580.22	M _{max} = -43	SPC	0.00	0.00			
	accidentelles	N ^c _{max} = 4369.96	M _{cor} = -14.79	SPC	0.00	0.00			
		N ^c _{min} = 805.1	M _{cor} = 29.225	SPC	0.00	0.00			
		N ^c _{cor} = 2029.18	M _{max} = -47.611	SPC	0.00	0.00			
50 X50	ELU	N ^c _{max} = 4360.17	M _{cor} = -5.414	SEC	11.41	12.12	20	20.36	4HA16+8HA14
		N ^c _{min} = 1200.63	M _{cor} = 52.878	SPC	0.00	0.00			
		N ^c _{cor} = 1708.17	M _{max} = - 81.095	SPC	0.00	0.00			
	accidentelles	N ^c _{max} = 3184.42	M _{cor} = -18.078	SPC	0.00	0.00			
		N ^c _{min} = 512.75	M _{cor} = 55.662	SPC	0.00	0.00			
		N ^c _{cor} = 1692.24	M _{max} = -89.333	SPC	0.00	0.00			
40 X40	ELU	N ^c _{max} = 2652.61	M _{cor} = -5.494	SEC	5.08	6.01	12.8	14.2	4HA16+4HA14
		N ^c _{min} = 607.03	M _{cor} = 55.281	SPC	0.00	0.00			
		N ^c _{cor} = 1099.26	M _{max} = -80.474	SPC	0.00	0.00			
	accidentelles	N ^c _{max} = 1931.32	M _{cor} = -17.333	SPC	0.00	0.00			
		N ^c _{min} = 266.04	M _{cor} = 50.101	SPC	0.14	0.00			
		N ^c _{cor} = 950.62	M _{max} = -89.607	SPC	0.00	0.00			
30 X30	ELU	N ^c _{max} = 1316.29	M _{cor} = -4.313	SEC	0.08	1.11	7.2	9.04	8HA12
		N ^c _{min} = 469	M _{cor} = -17.75	SPC	0.00	0.00			
		N ^c _{cor} = 262.48	M _{max} = -48.791	SPC	0.00	2.61			
	accidentelles	N ^c _{max} = 960.2	M _{cor} = -10.295	SPC	0.00	0.00			
		N ^c _{min} = 33.11	M _{cor} = 5.219	SPC	0.03	0.00			
		N ^c _{cor} = 206.54	M _{max} = -50.712	SPC	0.00	2.67			

VII-2) Recommandations du RPA 2003 :➤ **Les armatures longitudinales :**

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

- Le pourcentage minimal sera de 0.8% de la section du poteau (Zone II_a)

Poteau (60x60)..... $A_{\min} = 0.008 \times 60 \times 60 = 28.8 \text{ cm}^2$

Poteau (50x50)..... $A_{\min} = 0.008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$

Poteau (40x40)..... $A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$

Poteau (30x30)..... $A_{\min} = 0.008 \times 30 \times 30 = 7.2 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone courante sera de 4% :

Poteau (60x60)..... $A_{\max} = 0.04 \times 60 \times 60 = 144 \text{ cm}^2$

Poteau (50x50)..... $A_{\max} = 0.04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$

Poteau (40x40)..... $A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

Poteau (30x30)..... $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de 6% :

Poteau (60x60)..... $A_{\max} = 0.06 \times 60 \times 60 = 216 \text{ cm}^2$

Poteau (50x50)..... $A_{\max} = 0.06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$

Poteau (40x40)..... $A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

Poteau (30x30)..... $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$

- Le diamètre minimal des aciers est de $\Phi 12$
- La longueur de recouvrement minimal $L_R = 40\Phi$ (zone II_a)
- La distance entre les barres longitudinales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : $L = 25 \text{ cm}$ (zone II_a).
- Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critique).

➤ *Les armatures transversales :*

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- ✓ Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- ✓ Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- ✓ Positionner les armatures longitudinales.

Les armatures transversales des sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

La quantité minimale d'armatures transversales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3\%$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0.8\%$$

$3 < \lambda_g < 5$ Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

- ✓ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10Φ minimum.
- ✓ Les cadres et les étriers ménager des cheminées et diamètre suffisants ($\Phi > 12\text{mm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

VII-3) vérification à l'ELU :**VII-3-1) Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}$$

Pour les fissurations préjudiciables $\bar{\tau} = \min \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right) = 3.33 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{80.54 \times 10^3}{600 \times 570} = 0.23 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \quad \implies \text{condition vérifiées}$$

VII-3-2) Armatures transversal :**a) Diamètre des aciers :**

$$\Phi_r \geq \frac{\Phi_l^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_r \geq \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}, \text{ soit } \Phi_r = 8 \text{ mm}$$

b) Espacement des armatures (RPA version 2003 art 7.4.2.2) :

S_t : espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée par la formule ci-dessous, par ailleurs la valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit :

- **En zone nodale** : $\min(10\Phi_1, 15\text{cm}) = \min(10 \times 1.2, 15) = 12\text{cm} \implies S_T = 10 \text{ cm}$
- **En zone courante** : $S_t \leq 15\Phi_1 = 15 \times 1.2 = 18\text{cm} \implies S_T = 15\text{cm}$

c) Vérification de la quantité d'armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$\text{-Si: } \lambda_g \geq 5 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b_1$$

$$\text{-Si: } \lambda_g \leq 3 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0,8\% S_t \times b_1$$

-Si : $3 \leq \lambda_g \leq 5 \dots\dots\dots$ Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec :

λ_g : L'élançement géométrique du poteau

b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction considérée

$$\lambda_{og} = \frac{l_f}{i}, i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b_1 h_1^3}{12}} = \sqrt{\frac{h_1^2}{12}} \Rightarrow \lambda_g = \frac{\sqrt{12} L_f}{h_1}, l_f = 0.7h$$

L'élanement des poteaux de niveau -1,-2,-3(60x60) : $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{60} \times 0.7 \times 244 = 9.86$

L'élanement des poteaux de niveau RDC ,1(50x50) : $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{50} \times 0.7 \times 244 = 11.83$

L'élanement des poteaux de niveau 2,3(50x50) : $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{50} \times 0.7 \times 312 = 15.13$

L'élanement des poteaux de niveau 4, 5,6,(40x40) : $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0.7 \times 312 = 18.91$

L'élanement des poteaux de niveau 7, 8,9 (30x30) : $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{30} \times 0.7 \times 312 = 25.21$

Pour $\lambda_g \geq 5$, la quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$A_{min} = 0.3\% S_T b$$

✓ **Poteaux de 60x60** : $A_t^{min} = 0.3\% S_T b$

Donc la quantité minimale d'armature :

En zone nodale : $S_t = 10$ cm

$$A_t^{min} = 0.003 \times 60 \times 10 = 1.8 \text{ cm}^2 < A_{adop} = 2.01 \text{ cm}^2$$

En zone courante : $S_t = 15$ cm

$$A_t^{min} = 0.003 \times 60 \times 15 = 2.7 \text{ cm}^2 > A_{adop} = 2.01 \text{ cm}^2$$

✓ **Poteaux de 50x50** : $A_t^{min} = 0.3\% S_T b$

Donc la quantité minimale d'armature :

En zone nodale : $S_t = 10$ cm

$$A_t^{min} = 0.003 \times 50 \times 10 = 1.5 \text{ cm}^2 < A_{adop} = 2.01 \text{ cm}^2$$

En zone courante : $S_t = 15$ cm

$$A_t^{min} = 0.003 \times 50 \times 15 = 2.25 \text{ cm}^2 > A_{adop} = 2.01 \text{ cm}^2$$

✓ **Poteaux de 40x40** : $A_t^{\min} = 0.3\% \text{ St.b}$

Donc la quantité minimale d'armature :

En zone nodale : $St = 10 \text{ cm}$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.2 \text{ cm}^2 < A_{\text{adop}} = 2.01 \text{ cm}^2$$

En zone courante : $St = 15 \text{ cm}$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 40 \times 15 = 1.8 \text{ cm}^2 < A_{\text{adop}} = 2.01 \text{ cm}^2$$

✓ **Poteaux de 30x30** : $A_t^{\min} = 0.3\% \text{ St.b}$

Donc la quantité minimale d'armature :

En zone nodale : $St = 10 \text{ cm}$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 30 \times 10 = 0.9 \text{ cm}^2 < A_{\text{adop}} = 2.01 \text{ cm}^2$$

En zone courante : $St = 15 \text{ cm}$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 30 \times 15 = 1.35 \text{ cm}^2 < A_{\text{adop}} = 2.01 \text{ cm}^2$$

Les sections minimales du RPA ne sont pas vérifiées dans les poteaux (**60x60**) et (**50x50**), nous avons le choix entre augmenter le diamètre des cadres en optant pour des HA10 ou bien adopter un écartement de **10cm** constant sur toute la longueur du poteau, pour des raisons de mise en œuvre on a opté pour la deuxième option.

✓ **Poteaux de 60x60** : $A_t^{\min} = 0.3\% \text{ St.b}$

Zone nodale : $St = 10 \text{ cm}$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 30 \times 10 = 0.9 \text{ cm}^2 < A_{\text{adop}} = 2.01 \text{ cm}^2$$

✓ **Poteaux de 50x50** : $A_t^{\min} = 0.3\% \text{ St.b}$

Zone nodale : $St = 10 \text{ cm}$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 30 \times 10 = 0.9 \text{ cm}^2 < A_{\text{adop}} = 2.01 \text{ cm}^2$$

d) **Longueur de recouvrement :**

$$L = 40\Phi_{\max} = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

e) **Délimitation de la zone nodale**

$$L' = 2xh \text{ Poteau}$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\} \text{ Poteau}$$

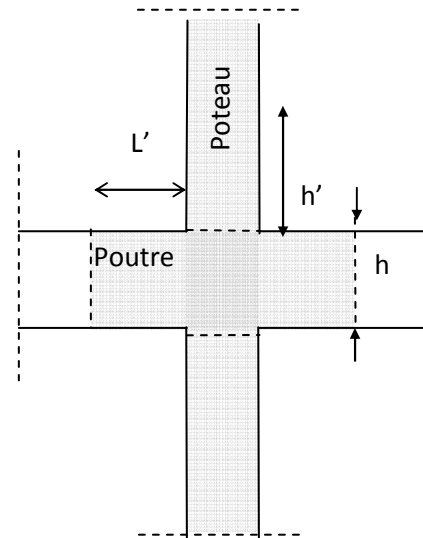
avec :

h : hauteur de la poutre .

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

$$h' = \max \{ 59.44, 50, 60 \} = 60 \text{ cm}$$



FigVI-1 Délimitation de la zone nodale

VII-4) Vérification à l'ELS :

Dans le cas des poteaux, il y'a lieu de vérifier :

VII-4-1) Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

VII-4-2) Contraintes dans le béton : (Art.4.5.2/ BAEL 91 modifié 2003)

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

On a deux cas à vérifier, en flexion composée à l'ELS :

$$\rightarrow \text{Si } \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \rightarrow \text{est entièrement comprimée.}$$

Vérification des contraintes :

- La section homogène est :

$$S = b \cdot h + \eta (A_s + A'_s)$$

- calcule l'inertie de la section homogène

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot X_G^2 + 15 \cdot \left[A_s' \cdot (0.5 \cdot h - d' - X_G)^2 + A_s \cdot (d - 0.5 \cdot h + X_G)^2 \right]$$

Avec :

$$X_G = 15 \cdot \frac{A_s' \cdot (0.5 \cdot h - d') - A_s \cdot (d - 0.5 \cdot h)}{b \cdot h + 15 \cdot (A_s' + A_s)}$$

Les contraintes dans le béton valent

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} - X_G \right)}{I}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} + X_G \right)}{I}$$

On vérifie que $\max(\sigma_{\text{sup}}; \sigma_{\text{inf}}) \leq \bar{\sigma}_b$

Remarque

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

$$\text{➤ Si } \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \quad \rightarrow \text{ la section est partiellement comprimée.}$$

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1$$

$$K = \frac{M_s}{I_{x-x}} \quad \text{avec} \quad I_{x-x} = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \left[A_s (d - y)^2 + A_s' (y - c')^2 \right]$$

$$y_1 = y_2 + c$$

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante :

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$$

Avec :

$$p = -3c^2 - \frac{90A_s'}{b}(c - c') + \frac{90A_s}{b}(d - c)$$

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

$c = \frac{h}{2} - e$: Distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

❖ Vérification des contraintes à l'ELS, sens transversal :

NIV	N(KN)	M ₂₂ (KN.m)	b x h	e _s (cm)	h/6	obs	σ _{bsup}	σ _{binf}	σ _b (Mpa)	Obs
-1,-2, -3	N ^c _{max} =4344.56	M _{cor} = -0.86	60X60	0.019	10	SEC	10.5	10.4	15	Vérifiée
	N ^c _{min} =1394.12	M _{cor} = -1.577		0.113		SEC	3.39	3.32	15	Vérifiée
	N ^c _{cor} = 2510.35	M _{max} =16.874		0.672		SEC	6.43	5.64	15	Vérifiée
RDC , 1,2,3	N ^c _{max} =3163.45	M _{cor} = -5.684	50X50	0.179	8.33	SEC	10.9	10.4	15	Vérifiée
	N ^c _{min} = 871.37	M _{cor} = -3.45		0.395		SEC	3.07	2.8	15	Vérifiée
	N ^c _{cor} = 1521.77	M _{max} =40.379		2.653		SEC	6.71	3.53	15	Vérifiée
4,5,6	N ^c _{max} =1919.21	M _{cor} = -9.452	40X40	0.492	6.67	SEC	11.4	9.77	15	Vérifiée
	N ^c _{min} = 440.32	M _{cor} = -7.921		1.798		SEC	3.11	1.75	15	Vérifiée
	N ^c _{cor} = 848.17	M _{max} =43.767		5.160		SEC	8.44	9.12	15	Vérifiée
7,8,9	N ^c _{max} = 951.93	M _{cor} = -7.019	30X30	0.737	5	SEC	10.6	7.83	15	Vérifiée
	N ^c _{min} = 62.79	M _{cor} = -1.266		2.016		SEC	0.85	0.36	15	Vérifiée
	N ^c _{cor} = 272.6	M _{max} =28.597		9.5		SPC	8.18	2.91	15	Vérifiée

❖ Vérification des contraintes à l'ELS, sens longitudinal :

NIV	N(KN)	M ₃₃ (KN.m)	b x h	e _s (cm)	h/6	obs	σ _{bsup}	σ _{binf}	σ _b (Mpa)	Obs
-1,-2,-3	N ^c _{max} = 4344.56	M _{cor} = -1.447	60X60	0.019	10	SEC	10.5	10.4	15	Vérifiée
	N ^c _{min} = 1394.12	M _{cor} = 19.473		0.113		SEC	3.39	3.32	15	Vérifiée
	N ^c _{cor} = 1873.72	M _{max} = 31.104		0.672		SEC	4.8	4.21	15	Vérifiée
RDC , 1,2,3	N ^c _{max} = 3163.45	M _{cor} = -3.967	50X50	0.179	8.33	SEC	10.9	10.4	15	Vérifiée
	N ^c _{min} = 871.37	M _{cor} = 38.251		0.395		SEC	3.07	2.8	15	Vérifiée
	N ^c _{cor} = 1238.75	M _{max} = 58.745		2.653		SEC	5.46	2.88	15	Vérifiée
4,5,6	N ^c _{max} = 1919.21	M _{cor} = -4.026	40X40	0.492	6.67	SEC	1.14	9.77	15	Vérifiée
	N ^c _{min} = 440.32	M _{cor} = 39.941		1.798		SEC	3.11	1.75	15	Vérifiée
	N ^c _{cor} = 730.6	M _{max} = -58.214		5.160		SEC	7.27	0.78	15	Vérifiée
7,8,9	N ^c _{max} = 951.93	M _{cor} = -3.145	30X30	0.737	5	SEC	1.06	7.83	15	Vérifiée
	N ^c _{min} = 62.79	M _{cor} = -2.41		2.016		SEC	8.52	0.36	15	Vérifiée
	N ^c _{cor} = 191.24	M _{max} = 35.288		10.49		SPC	5.74	2.04	15	Vérifiée

VII-4-3) vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s > A_{\min} = \frac{0.23 \cdot f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \cdot b \cdot d$$

❖ Sens transversal :

Zone	a x b (cm ²)	N (KN)	M(KN.m)	e (cm)	d (cm)	b(cm)	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	OBS
ZONE I	60X60	N ^c _{max} =4344.56	M _{cor} = -0.86	0.019	57	60	10.16	37.16	Vérifiée
		N ^c _{min} =1394.12	M _{cor} = -1.577	0.113	57	60	10.22	37.16	Vérifiée
		N ^c _{cor} = 2510.35	M _{max} =16.874	0.672	57	60	10.56	37.16	Vérifiée
ZONZ II	50X50	N ^c _{max} =3163.45	M _{cor} = -5.684	0.179	47	50	7.06	20.6	Vérifiée
		N ^c _{min} = 871.37	M _{cor} = -3.45	0.395	47	50	7.17	20.6	Vérifiée
		N ^c _{cor} = 1521.77	M _{max} =40.379	2.653	47	50	8.79	20.6	Vérifiée
ZONZ III	40X40	N ^c _{max} =1919.21	M _{cor} = -9.452	0.492	37	40	4.59	14.2	Vérifiée
		N ^c _{min} = 440.32	M _{cor} = -7.921	1.798	37	40	5.32	14.2	Vérifiée
		N ^c _{cor} = 848.17	M _{max} =43.767	5.160	37	40	12.38	14.2	Vérifiée
ZONZ VI	30X30	N ^c _{max} = 951.93	M _{cor} = -7.019	0.737	27	30	2.65	9.04	Vérifiée
		N ^c _{min} = 62.79	M _{cor} = -1.266	2.016	27	30	3.37	9.04	Vérifiée
		N ^c _{cor} = 272.6	M _{max} =28.597	10.49	27	30	0.31	9.01	Vérifiée

❖ *Sens longitudinal :*

Zone	a x b (cm ²)	N (KN)	M(KN.m)	e (cm)	d (cm)	b(cm)	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	OBS
ZONE I	60X60	N ^c _{max} =4344.56	M _{cor} = -1.447	0.03	57	60	10.17	37.16	Vérifiée
		N ^c _{min} =1394.12	M _{cor} =19.473	1.39	57	60	11.07	37.16	Vérifiée
		N ^c _{cor} = 1873.72	M _{max} =31.104	1.66	57	60	11.28	37.16	Vérifiée
ZONZ II	50X50	N ^c _{max} =3163.45	M _{cor} = -3.967	0.12	47	50	7.03	20.6	Vérifiée
		N ^c _{min} = 871.37	M _{cor} =38.251	4.38	47	50	11.2	20.6	Vérifiée
		N ^c _{cor} = 1238.75	M _{max} =58.745	4.74	47	50	11.94	20.6	Vérifiée
ZONZ III	40X40	N ^c _{max} =1919.21	M _{cor} = -4.026	0.2	37	40	4.47	14.2	Vérifiée
		N ^c _{min} = 440.32	M _{cor} =39.941	9.07	37	40	6.23	14.2	Vérifiée
		N ^c _{cor} = 730.6	M _{max} =58.214	7.96	37	40	14.11	14.2	Vérifiée
ZONZ VI	30X30	N ^c _{max} = 951.93	M _{cor} = -3.145	0.33	27	30	2.5	9.04	Vérifiée
		N ^c _{min} = 62.79	M _{cor} = -2.41	3.83	27	30	7.14	9.04	Vérifiée
		N ^c _{cor} = 191.24	M _{max} =35.288	18.45	27	30	0.44	9.01	Vérifiée

VIII) Ferrailage des voiles :**Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales ; donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales ;
- Armatures transversales.

Nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

- Zone I : du 1^{er} sous sol au 3^{ème} sous sol
- Zone II : du 4^{ème} au 6^{ème} niveau
- Zone III : du 7^{ème} au 9^{ème} niveau
- Zone IV : du 10^{ème} au 13^{ème} niveau.

VIII-1) Les combinaisons des actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1.35 G + 1.5 Q & \text{ELU} \\ G + Q & \text{ELS} \end{array} \right.$$

Selon le RPA version 2003

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8G + E \end{array} \right.$$
VIII – 3) Ferrailage des trumeaux :

La méthode utilisée est la méthode de la RDM qui se fait pour une bande largeur (d).

VIII-3-1) Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V}{I} \end{array} \right.$$

Avec : B : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau.

$$V \text{ et } V' : \text{ bras de levier ; } V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$$

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) est donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c\right) \quad (\text{art.7.7.4. RPA2003})$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré ;

L_c : la longueur de la zone comprimée ;

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

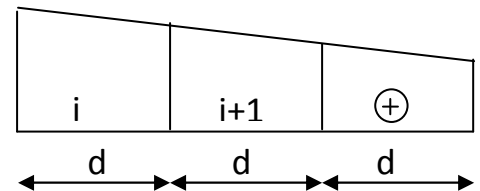
$$L_t = L - L_c$$

L_t : longueur tendue.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues ci-dessous :

❖ *Section entièrement comprimée :*

$$\left\{ \begin{array}{l} N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \\ N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e \end{array} \right.$$



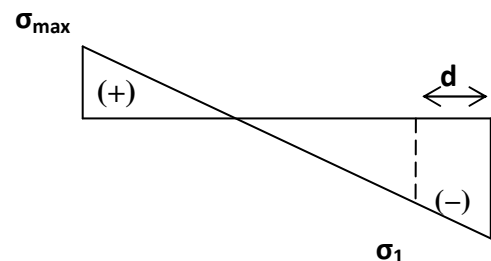
Avec :

e : épaisseur du voile

❖ *Section partiellement comprimée:*

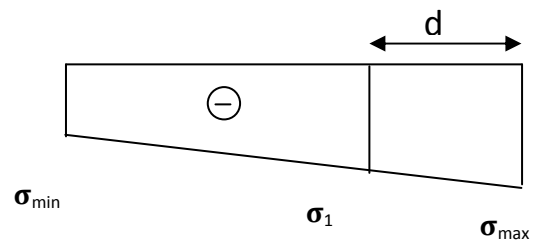
$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



❖ *Section entièrement tendue :*

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



➤ *Armatures verticales :*

- *Section entièrement comprimée :*

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 MPa

- *Section partiellement comprimée :*

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

σ_{s10} : Contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 MPa

- *Section entièrement tendue :*

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 10 ‰ = 348 MPa

❖ *Armatures minimales :*

- **Compression simple (Art.A.8.1,2 BAEL91) :**

- $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$ par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures

- $0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 5 \%$ avec B : section du béton comprimée

- **Traction simple :**

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{c28}}{f_e} \quad \text{(BAEL91)}$$

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 ‰ de la section horizontale du béton tendu.

VIII-3-2) Exigences de RPA2003 (art.A.7.7.4.3) :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15 %

- En zone courantes 0.10 %

2.a) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

- D'après le BEAL 91 :
$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

- D'après le RPA99 (version 2003) :
$$A_H \geq 0.15 \% \cdot B$$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

2.b) Armatures transversales (article 7.7.4.3 du RPA 2003) :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

2.c) Armatures de coutures : (Art7.7.4.3 RPA 2003).

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

Avec : $V = 1.4 T$

T : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

2.d) Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$.

2.e) Espacement :

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA99 (version 2003), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0.1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

2.f) Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- ✓ 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- ✓ 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

2.g) Diamètre maximal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.

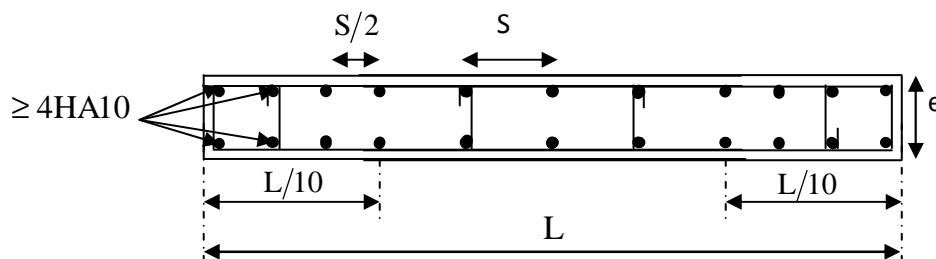


Fig VII: Disposition des armatures verticales dans les voiles

VIII-3-3) Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

3.a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

- *D'après le RPA99 (version 2003) :*

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \quad \text{Et : } V = 1.4 \cdot V_{u,calcul}$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

- *D'après le BAEL 91 :*

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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

$$V = 1.4 \times V_{u,calcul}$$

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right) = 2.5MPa \quad ; \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

VIII-3-4) Exemple de calcul :

4.a) Caractéristiques géométriques :

Soit le voile longitudinal (VT3) de la zone I

$$L = 5.40 \text{ m} , e = 0.2 \text{ m} ; B = 1.08 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{e \times l^3}{12} = 2.6244 \text{ m}^4$$

$$V = V' = \frac{l}{2} = 2.7 \text{ m}$$

4.b) Les sollicitations de calcul :

$$N_{\max} = 1322.27 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad M_{\text{cor}} = 1896.301 \text{ KN.m}$$

$$N_{\min} = -6833.63 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad M_{\text{cor}} = -2181.174 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 2466.909 \text{ KN.m} \quad \Longrightarrow \quad N_{\text{cor}} = 170.52 \text{ KN}$$

4.c) Les diagrammes des contraintes :

$$\text{Cas 1 : } N = N_{\max} = 1322.27 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{1322.27}{1.08} + \frac{1896.301 \times 2.7}{2.6244} = 3175.25 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = \frac{1322.27}{1.08} - \frac{1896.301 \times 2.7}{2.6244} = -726.60 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \Longrightarrow \text{SPC}$$

$$\text{Cas 2 : } N = N_{\min} = 6833.63 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = -\frac{6833.63}{1.08} - \frac{2181.174 \times 2.7}{2.6244} = -8571.44 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = -\frac{6833.63}{1.08} + \frac{2181.174 \times 2.7}{2.6244} = -4083.42 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \Longrightarrow \text{SET}$$

$$\text{Cas 3 } M_{\max} = 2466.909 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{170.52}{1.08} + \frac{2466.909 \times 2.7}{2.6244} = 2695.86 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = \frac{170.52}{1.08} - \frac{2466.909 \times 2.7}{2.6244} = -2380.08 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \Longrightarrow \text{SPC}$$

Donc 2^{ème} cas est le plus défavorable

➤ **Largeur de la zone comprimée**

$$L_c = 0 \text{ et } l_t = 5.4$$

➤ **Calcul de la longueur (d) :**

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d) :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2L_c}{3} \right) = 1.22 \text{ m}$$

a) Tronçon 1 :

$$\sigma_1 = \frac{(\sigma_{\max} - \sigma_{\min})(L-d)}{L} + \sigma_{\min} = -7557.48 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = -1420.20 \text{KN}$$

1) *Les armatures verticales :*

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 40.81 \text{cm}^2$$

b) *Tronçon 2 :*

$$\sigma_2 = \frac{(\sigma_{\max} - \sigma_{\min})(L-2d)}{L} + \sigma_{\min} = -6543.52 \text{N/m}^2$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \cdot e = -1720.32 \text{KN}$$

2) *Les armatures verticales :*

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = 49.43 \text{cm}^2$$

3) *Les armatures de couture :*

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 368.27}{40}$$

$$A_{vj} = 14.17 \text{cm}^2$$

4) *Armatures minimales :*

$$A_{\min} = \max \left(0.15 \% B, \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$= \max (3.66 \text{cm}^2, 12.81 \text{cm}^2)$$

$$A_{\min} = 12.81 \text{cm}^2 / \text{bande}$$

❖ *ferraillage adopté :*

$$A_v = A_{v1}/2 + A_{vj}/4 = 28.25 \text{cm}^2.$$

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

Soit : 9 HA20 = 28.27cm²/ nappe , S_t = 15cm

➤ *Armatures horizontales :*

D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4} = 7.06 \text{ cm}^2$

D'après le RPA99 (version 2003) : $A_H \geq 0.15 \% \cdot B = 16.2 \text{ cm}^2$

Soit : 15HA12 = 16.95 cm²/nappe

➤ *Armature transversales :*

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

✓ **Vérification des espacements :**

$S_t \leq \min\{1.5e; 30\text{cm}\} = 30\text{cm}; \rightarrow C.V$

✓ **Vérification des contraintes :**

-Selon le BAEL 91 : $\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{368.07 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2890} = 0.71 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0.71 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0.15 \times \frac{25}{1.5} = 2.5 \text{ MPa}$$

-Selon RPA 2003 : $\tau_b = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 368.07 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2890} = 1 \text{ MPa}$

$$\tau_b = 1 \text{ MPa} < \tau_b = 4 \text{ MPa}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{3331.56 \times 10^3}{200 \times 5400 + 15 \times 56.54 \times 10^2} = 2.86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2.86 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

➤ Les résultats de calcul des voiles sont illustrés dans les tableaux suivants :

Ferraillage des voiles (VT1 ; VT3) :

	Zone	I	II	III	IV
<i>Caractéristique géométriques</i>	L(m)	5.40	5.40	5.40	5.40
	e(m)	0.2	0.2	0.2	0.2
	B(m ²)	1.08	1.08	1.08	1.08
	I (m ⁴)	2.6244	2.6244	2.6244	2.6244
	V = V=L/2	2.7	2.7	2.7	2.7
<i>Sollicitation de calcul</i>	N (KN)	-6833.63	-5773.17	-3569.22	-1672.58
	M(KN.m)	-2181.174	-1931.656	-1295.083	-742.774
	Nser (KN)	3331.56	2941.05	2073.62	1111.17
	Vu (KN)	445.81	756.26	551.91	413.85
	σ_{max} (KN/m ²)	-8571.44	-7332.83	-3798.31	-2312.85
	σ_{min} (KN/m ²)	-4083.42	-3358.23	-2811.36	-784.51
	nat section	SET	SET	SET	SET
	Lc (m)	0	0	0	0
	Lt (m)	5.40	5.40	5.40	5.40
	d (m)	1.22	1.56	1.56	1.56
	σ_1 (KN/m ²)	7557.48	6184.61	3513.20	1871.33
	σ_2 (KN/m ²)	6543.52	5036.36	3228.07	1429.80
	N ₁ (KN)	1420.20	1488.68	986.63	414.31
N ₂ (KN)	1720.32	1750.47	1051.64	514.98	
<i>Armatures verticales</i>	Av1 (cm ²)	40.81	42.78	28.35	11.90
	Av2 (cm ²)	49.43	50.30	30.2	14.80
<i>Armature de couture</i>	Avj (cm ²)	14.17	29.11	21.24	15.93
<i>Armatures minimales</i>	Amin (cm ²)	12.81	16.38	16.38	16.38
<i>Armatures verticales adoptées</i>	A ₁ /2 + A _{vj} /4	23.95	28.67	19.50	/
	A ₂ /2 + A _{vj} /4	28.26	32.43	20.41	/
	Avadopt	28.27	34.54	22.11	12.17
	choix/nappe	9HA20	11HA20	11HA16	12HA12
	stv (cm)	15	15	15	15
<i>Armatures horizontales</i>	A _H (cm ²)	16.95	16.95	16.95	16.95
	Choix / nappe /ml	15HA12	15HA12	15HA12	15HA12
<i>Armatures transversales</i>	A _t (cm ²)	4 épingles en HA8/ml			
<i>Vérification des Contraintes</i>	τ_u (MPa) =2.5	0.71	1.45	1.06	0.8
	τ_b (MPa) =4	1	2.03	1.47	1.11
	σ_b (MPa) =15	2.86	2.48	1.81	1

Ferraillage du voile VT4

	Zone	I	II	III	IV
<i>Caractéristique géométriques</i>	L(m)	4.5	4.5	4.5	4.5
	e(m)	0.2	0.2	0.2	0.2
	B(m²)	0.9	0.9	0.9	0.9
	I (m⁴)	1.51875	1.51875	1.51875	1.51875
	V = V=L/2	2.25	2.25	2.25	2.25
Sollicitation de calcul	N (KN)	-5364.1	-4454.98	-2621.50	-1194.56
	M (KN.m)	-1472.634	-1338.717	-1030.431	-503.792
	Nser (t)	1924.97	1701.20	1204.15	690.56
	Vu (KN)	362.01	493.26	377.55	416.75
	σ_{max} (KN/m²)	-8141.79	-6933.26	-4439.34	-2073.64
	σ_{min}(KN/m²)	-3778.43	-2966.69	-1386.21	-580.93
	nat section	SET	SET	SET	SET
	Lc (m)	0	0	0	0
	Lt (m)	4.5	4.5	4.5	4.5
	d (m)	1.22	1.56	1.56	1.56
	σ₁(KN/m²)	6958.83	5558.18	3380.92	1556.17
	σ₂(KN/m²)	5775.87	4183.10	2322.50	1038.69
	N₁ (KN)	1309.95	1329.88	743.67	333.39
	N₂ (KN)	1553.63	1519.63	889.73	404.80
Armatures verticales	Av1 (cm²)	37.64	38.21	21.37	9.58
	Av2 (cm²)	44.64	43.67	25.57	11.63
Armature de couture	Avj (cm²)	13.94	18.99	14.53	16.04
Armatures minimales	Amin (cm²)	12.81	16.38	16.38	16.38
Armatures verticales adoptées	A₁/2 + A_{vj}/4	22.30	23.85	14.32	/
	A₂/2 + A_{vj}/4	25.80	26.58	16.42	/
	Avadopt	28.27	28.27	18.10	13.56
	choix/nappe	9HA20	9HA20	9HA16	11HA12
	stv (cm)	15	19	19	15
Armatures horizontales	A_H (cm²)	13.50	13.50	13.50	13.50
	Choix / nappe /ml	13HA12	13HA12	13HA12	13HA12
Armatures transversales	A_t (cm²)	4 épingles en HA8/ml			
Vérification des Contraintes	τ_u(MPa) =2.5	0.70	0.77	0.59	0.65
	τ_b(MPa) =4	0.98	1.07	0.83	0.91
	σ_b(MPa) =15	2.91	2.14	1.57	0.92

Ferraillage du voile VT2

	Zone	I	II	III	IV
<i>Caractéristique géométriques</i>	L(m)	5.44	5.44	5.44	5.4
	e(m)	0.2	0.2	0.2	0.2
	B(m²)	1.088	1.088	1.088	1.088
	I (m⁴)	2.6832	2.6832	2.6832	2.6832
	V' = V=L/2	2.72	2.72	2.72	2.72
Sollicitation de calcul	N (KN)	-5598.72	-4805.62	-3026.38	-1546.72
	M (KN.m)	-2577.596	-2063.823	-1216.43	279.011
	Nser (t)	3184.92	2883.69	2026.78	1126.21
	Vu (KN)	438.13	546.8	400.09	114.79
	σ_{max} (KN/m²)	-7836.22	-6572.92	-4014.70	-1138.75
	σ_{min}(KN/m²)	-2531.77	-2326.37	-1548.49	-1704.47
	nat section	SET	SET	SET	SET
	Lc (m)	0	0	0	0
	Lt (m)	5.44	5.44	5.44	5.44
	d (m)	1.22	1.56	1.56	1.56
	σ₁(KN/m²)	6637.80	5355.16	3307.48	1300.97
	σ₂(KN/m²)	2907.62	4137.39	2600.26	1463.20
	N₁ (KN)	1118.68	1198.32	999.096	468.85
	N₂ (KN)	1164.54	1408.84	921.60	659.47
Armatures verticales	Av1 (cm²)	32.15	34.43	28.70	13.47
	Av2 (cm²)	33.46	42.55	26.48	18.95
Armature de couture	Avj (cm²)	16.86	21.05	15.40	4.42
Armatures minimales	Amin (cm²)	12.81	16.38	16.38	16.38
Armatures verticales adoptées	A₁/2 + A_{vj}/4	20.29	22.48	18.20	7.84
	A₂/2 + A_{vj}/4	20.95	26.53	17.09	10.57
	Avadopt	23.75	28.90	19.76	11.31
	choix/nappe	5HA20 +4HA16	6HA20 +5HA16	6HA16 +5HA14	10HA12
	stv (cm)	15	15	15	15
Armatures horizontales	A_H (cm²)	16.95	16.95	16.95	16.95
	Choix / nappe /ml	15HA12	15HA12	15HA12	15HA12
Armatures transversales	A_t (cm²)	4 épingles en HA8/ml			
Vérification des Contraintes	τ_u(MPa) =2.5	0.71	0.85	0.62	0.18
	τ_b(MPa) =4	1	1.19	0.87	0.25
	σ_b(MPa) =15	4.93	3.63	2.63	1.51

Ferraillages du voile VL1

	Zone	I	II	III	IV
<i>Caractéristique géométriques</i>	L(m)	4.20	1.50	1.50	1.50
	e(m)	0.20	0.20	0.20	0.20
	B(m²)	0.84	0.30	0.30	0.30
	I (m⁴)	1.2348	0.05625	0.05625	0.05625
	V = V=L/2	2.10	0.75	0.75	0.75
Sollicitation de calcul	N (KN)	-5712.74	-3449.11	-2042.26	-892.65
	M (KN.m)	1334.91	831.215	616.253	430
	Nser (KN)	2409.96	1481.18	1009.97	1009.97
	Vu (KN)	374.55	353.93	346.25	283.81
	σ_{max} (KN/m²)	-9071.13	-404.30	1445.86	2762.93
	σ_{min}(KN/m²)	-4530.62	-22589.76	-15024.24	-8713.93
	nat section	SET	SET	SPC	SPC
	Lc (m)	0	0	0.12	0.36
	Lt (m)	4.20	1.5	1.38	1.14
	d (m)	1.22	0.5	0.70	0.60
	σ₁(KN/m²)	7752.22	37380.06	7512.12	4356.965
	σ₂(KN/m²)	6433.31	29984.91	/	/
	N₁ (KN)	2052.45	1889.22	1555.00	745.04
	N₂ (KN)	1730.63	1368.24	518.37	248.34
Armatures verticales	Av1 (cm²)	58.97	51.28	44.68	21.41
	Av2 (cm²)	49.73	39.32	14.89	7.13
Armature de couture	Avj (cm²)	14.42	13.62	13.33	10.93
Armatures minimales	Amin (cm²)	12.81	5.25	7.24	5.98
Armatures verticales adoptées	A₁/2 + A_{vj}/4	33.10	29.05	24.73	13.43
	A₂/2 + A_{vj}/4	28.47	23.06	8.73	6.24
	Avadopt	34.54	29.45	25.13	14.07
	choix/nappe	11HA20	6HA25	8HA20	7HA16
	stv (cm)	12	10	10	10
Armatures horizontales	A_H (cm²)	12.60	7.36	6.28	3.35
	Choix / nappe	11HA12	10HA10	13HA8	10HA8
Armatures transversales	A_t (cm²)	4 épingles en HA8/ml			
Vérification des Contraintes	τ_u(MPa) =2.5	0.72	0.63	1.79	0.5
	τ_b(MPa) =4	1	0.88	2.52	0.71
	σ_b(MPa) =15	2.55	3.81	2.69	2.95

Ferraillages du voile VL2

	Zone	I	II	III	IV
<i>Caractéristique géométriques</i>	L(m)	5.40	1.50	1.50	1.50
	e(m)	0.20	0.20	0.20	0.20
	B(m²)	1.08	0.30	0.30	0.30
	I (m⁴)	2.6244	0.05625	0.05625	0.05625
	V = V=L/2	2.7	0.75	0.75	0.75
Sollicitation de calcul	N (KN)	-6680.74	-3255.26	-1948.31	-901.32
	M (KN.m)	2485.892	1376.342	857.48	382.455
	Nser (KN)	3257.04	1614.25	1085.19	950.22
	Vu (KN)	368.38	207.56	134.50	44.11
	σ_{max} (KN/m²)	-3628.37	7500.36	4938.70	2095
	σ_{min}(KN/m²)	-8743.37	-29202.09	17927.43	8103.77
	nat section	SET	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	0	0.3	0.22	0.3
	Lt (m)	5.40	1.2	1.28	1.20
	d (m)	1.22	0.60	0.64	0.6
	σ₁(KN/m²)	4783.98	14601.04	14846.15	4051.88
	σ₂(KN/m²)	5939.59	/	/	/
	N₁ (KN)	1026.31	2628.18	2097.51	729.34
	N₂ (KN)	1308.28	876.06	950.15	243.11
Armatures verticales	Av1 (cm²)	29.49	74.25	60.27	20.96
	Av2 (cm²)	37.59	25.17	27.30	6.98
Armature de couture	Avj (cm²)	14.18	8	5.18	1.69
Armatures minimales	Amin (cm²)	12.81	6.30	6.72	6.30
Armatures verticales adoptées	A₁/2 + A_{vj}/4	18.29	39.12	31.43	10.90
	A₂/2 + A_{vj}/4	22.34	/	/	/
	Avadopt	23.30	39.27	32.19	12.31
	choix/nappe	6HA14 +7HA16	8HA25	4HA25 +4HA20	8HA14
	stv (cm)	10	8	8	8
Armatures horizontales	A_H (cm²)	16.20	9.82	8.10	3.07
	Choix / nappe /ml	15HA12	13HA10	11HA10	10HA8
Armatures transversales	A_t (cm²)	4 épingles en HA8/ml			
Vérification des Contraintes	τ_u(MPa) =2.5	0.71	0.36	0.24	0.07
	τ_b(MPa) =4	1	0.52	0.34	0.11
	σ_b(MPa) =15	2.83	3.86	2.74	2.82

Ferraillage de voile VL3

	Zone	I	II	III	IV
<i>Caractéristique géométriques</i>	L(m)	4.90	4.90	4.90	4.90
	e(m)	0.20	0.20	0.20	0.20
	B(m²)	0.98	0.98	0.98	0.98
	I (m⁴)	1.96	1.96	1.96	1.96
	V = V=L/2	2.45	2.45	2.45	2.45
Sollicitation de calcul	N (KN)	-3915.07	-4506.81	-2700.87	-1287.04
	M (KN.m)	681.932	2036.263	1218.425	546.991
	Nser (KN)	1745.92	2120.91	1478	863.66
	Vu (KN)	264.15	505.16	324.98	138.53
	σ_{max} (KN/m²)	-3142.55	-2053.45	-1232.95	-629.57
	σ_{min}(KN/m²)	-4847.38	-7144.11	-4279.02	-1997.04
	nat section	SET	SET	SET	SET
	Lc (m)	0	0	0	0
	Lt (m)	4.90	4.90	4.90	4.90
	d (m)	1.22	1.56	1.56	1.56
	σ₁(KN/m²)	6127.74	10614.07	6355.32	2929.15
	σ₂(KN/m²)	5703.27	8993.37	5385.55	2493.79
	N₁ (KN)	1338.96	1976.13	1183.77	555.16
	N₂ (KN)	1443.38	3058.76	1831.57	845.98
Armatures verticales	Av1 (cm²)	38.47	56.78	34.02	15.95
	Av2 (cm²)	41.47	87.89	52.63	24.31
Armature de couture	Avj (cm²)	10.17	19.45	12.51	5.33
Armatures minimales	Amin (cm²)	12.81	16.38	16.38	16.38
Armatures verticales adoptées	A₁/2 + A_{vj}/4	21.78	33.25	20.14	7.98
	A₂/2 + A_{vj}/4	23.27	48.80	29.44	13.49
	Avadopt	25.13	50.24	29.81	13.56
	choix/nappe	8HA20	16HA20	5HA14 +11HA16	12HA12
	stv (cm)	17	15	15	13
Armatures horizontales	A_H (cm²)	14.70	14.70	14.70	14.70
	Choix / nappe /ml	14HA12	14HA12	14HA12	14HA12
Armatures transversales	A_t (cm²)	4 épingles en HA8/ml			
Vérification des Contraintes	τ_u(MPa) =2.5	0.50	0.90	0.58	0.25
	τ_b(MPa) =4	0.70	1.26	0.81	0.35
	σ_b(MPa) =15	1.65	1.88	1.49	0.88

Ferraillages de voile VL4

	Zone	I	II	III	IV
<i>Caractéristique géométriques</i>	L(m)	2.90	2.90	2.90	2.90
	e(m)	0.20	0.20	0.20	0.20
	B(m²)	0.58	0.58	0.58	0.58
	I (m⁴)	0.41	0.41	0.41	0.41
	V = V=L/2	1.45	1.45	1.45	1.45
Sollicitation de calcul	N (KN)	-4965.96	-4561.47	-3060.22	-1806.60
	M (KN.m)	1306.338	1601.055	1438.355	1448.63
	Nser (KN)	3603.13	3317.82	2864.38	1564.49
	Vu (KN)	760.23	819.98	712.53	920.29
	σ_{max} (KN/m²)	-15377.94	-13526.87	-10363.11	-4922.62
	σ_{min}(KN/m²)	-8846.25	-2202.34	-189.37	-2490.27
	nat section	SET	SET	SET	SET
	Lc (m)	0	0	0	0
	Lt (m)	2.90	2.90	2.90	2.90
	d (m)	1.22	1.45	1.45	1.45
	σ₁(KN/m²)	11098.56	7864.60	5276.24	3706.44
	σ₂(KN/m²)	9882.31	2202.34	189.37	2490.27
	N₁ (KN)	2433.26	1459.71	792.51	898.52
	N₂ (KN)	2559.66	1459.71	792.51	898.52
Armatures verticales	Av1 (cm²)/bande	69.90	41.95	22.70	25.82
	Av2 (cm²)/bande	73.55	41.95	22.70	25.82
Armature de couture	Avj (cm²)	29.27	31.57	27.43	35.43
Armatures minimales	Amin (cm²)	12.81	15.23	15.23	15.23
Armatures verticales adoptées	(A₁/2 + A_{vj}/4)	42.26	28.87	18.21	21.76
	(A₂/2 + A_{vj}/4)/nap	43.10	28.87	18.21	21.76
	Avadopt	43.96	29.94	18.48	23.10
	choix/nappe	14HA20	9HA14 +8HA16	12HA14	15HA14
	stv (cm)	8	8	13	10
Armatures horizontales	A_H (cm²)	10.99	7.48	4.62	5.77
	Choix / nappe /ml	10HA12	10HA10	10HA8	12HA8
Armatures transversales	A_t (cm²)	4 épingles en HA8/ml			
Vérification des Contraintes	τ_u(MPa) =2.5	1.46	1.46	1.27	1.64
	τ_b(MPa) =4	2	2.04	1.78	2.29
	σ_b(MPa) =15	5.06	4.95	4.50	2.55

VII-3-5) Ferrailage des linteaux :

Les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux d'un même voile, ils sont assimilés à des poutres encastrées à leur extrémité et sont calculés en flexion simple.

- **Détermination des sollicitations :**

Dans notre cas ils sont donnés dans le chapitre fichier résultat.

VII-3-5-1) Méthode de calcul :**1.a) Contraintes limite de cisaillement :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u,calcul}$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

1.b) Ferrailage des linteaux :

- **1^{ere} cas :** $\tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M , V) il devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion $\Rightarrow A_l$

- des aciers transversaux $\Rightarrow A_t$

- Des aciers en partie courants (de peau) $\Rightarrow A_c$

➤ **Aciers longitudinaux :**

Les aciers longitudinaux supérieurs et inférieurs sont calculés par la formule suivante :

$$A_l \geq \frac{M}{z \cdot f_c}, \quad \text{Avec : } z = h - 2c$$

h : est la hauteur totale du linteau

c : est l'enrobage.

M : moment dû à l'effort tranchant ($V = 1.4 \cdot V_u$)

➤ **Aciers transversaux :**

- **1^{ère} sous cas :** linteaux longs ($\lambda_s = \frac{l}{h} > 1$)

Avec : $S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot Z}{V}$ ou : S_t : espacement des cours d'armatures transversales

A_t : section d'un cours d'armatures transversales

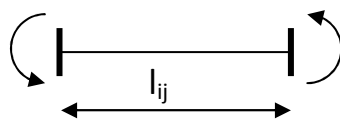
- **2^{ème} sous cas :** linteaux longs ($\lambda_s = \frac{l}{h} \leq 1$)

Avec : $S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot Z}{V + A_t \cdot f_e}$ et $V = \min (V_1 ; V_2)$

$V_1 = 2 \cdot V_u$ calcul

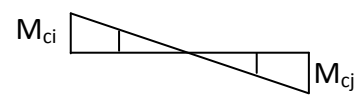
$$V_2 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

M_{ci} et M_{cj} : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} sont calculés par : $M_c = A_t \cdot f_e \cdot Z$



Effort tranchant :

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$



Moment fléchissant

- **2^{ème} cas :** $\tau_b \geq 0.06 \cdot f_{c28}$

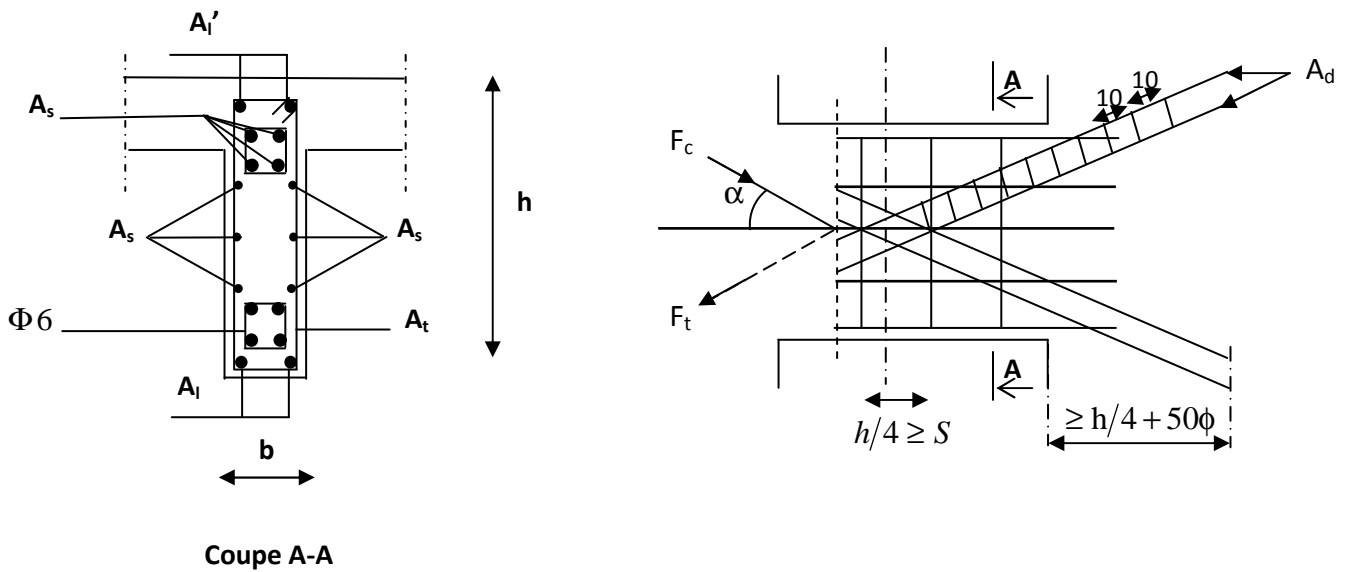
Dans ce cas, il y'a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieures et inférieures), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M ; N) sont repris suivant des bielles diagonales (de traction et de compression) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_d a disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_d = \frac{V}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

Avec : $\text{tg} \alpha = \frac{h - 2d}{l}$ et $V = V_{\text{calcul}}$ (sans majoration).



1.c) Ferrailage minimal

➤ **Armatures longitudinales** : $A_1, A_1' \geq 0.15\% \cdot b \cdot h$

➤ **Armatures transversales** :

$A_t \geq 0.15\% \cdot b \cdot S_t$	Si $\tau_b \leq 0.025 \cdot f_{c28}$
$A_t \geq 0.25\% \cdot b \cdot S_t$	Si $\tau_b > 0.025 \cdot f_{c28}$

➤ **Armatures de peau** : $A_c \geq 0.20\% \cdot b \cdot h$

➤ **Armatures de diagonales** :

$A_D \geq 0.15\% \cdot b \cdot h$	Si $\tau_b > 0.06 \cdot f_{c28}$
$A_D = 0$	Si $\tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28}$

VIII-3-5-2) Exemple de calcul (linteau S_1 , zone II):

Les caractéristiques géométriques du Linteau

$$h = 1m$$

$$l = 1.20 m$$

$$e = 20 cm$$

2.a) Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_b = \frac{V_0}{b_0 \cdot d} \quad ; V = 1,4 \cdot V_{calcul}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 42.168 \times 10^4}{200 \times 0,9 \times 1000} = 3,27 MPa$$

$$\tau_b = 3,27 MPa < \tau_b = 5 MPa$$

2.b) Armatures longitudinales :

$$\tau_b = 3,27 MPa > 0,06 f_{c28} = 1,5 MPa, \implies 2^{\text{ème}} \text{ cas}$$

Donc c'est le ferrailage minimum qui sera adopté en plus du ferrailage sous forme des bielles

- **Calcul des armatures minimales :**

a) Armatures longitudinales (A_l)

Le RPA 2003 : $(A_{l\min} = A'_l) \geq 0,15\% \cdot b \cdot h = 4,5 cm^2$

$$A_l = A'_l = 4,5 cm^2 \text{ . Soit } 3HA14 = 4,62 cm^2.$$

b) Armatures transversales (A_t)

$$\tau_b = 3,27 MPa > 0,025 \cdot f_{c28} = 0,625 MPa$$

Avec : $S \leq \frac{h}{4} = \frac{100}{4} = 25 cm$ avec $S = 20 cm$

$$A_t > 0,0025 \cdot b \cdot S = 0,0025 \times 30 \times 20 = 1,50 cm^2$$

$$\text{Soit } 2HA10 \implies A_t = 1,57 cm^2$$

c) Armatures de peau (A_c)

$$A_c \geq 0,002 \cdot b \cdot h = 0,002 \times 30 \times 100 = 6 cm^2$$

Soit 6HA12 = 6,78 cm² à disposer en deux nappes.

VIII-3-5-3) Calcul des bielles (A_D) :

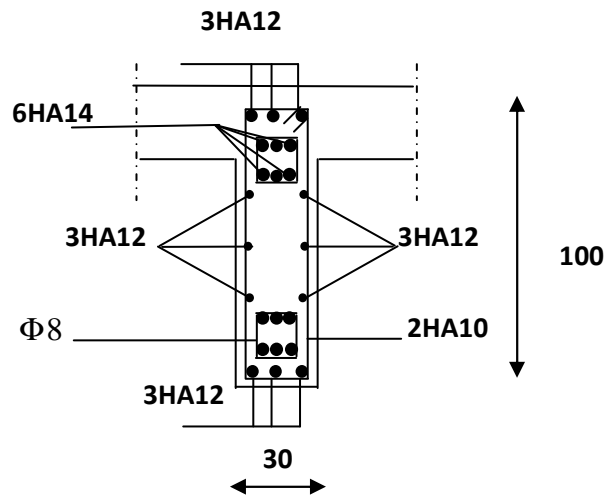
$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h - 2c}{l} = \frac{1 - 2 \times 0.03}{1} = 0.94 \Rightarrow \alpha = 43.23$$

$$A_d = \frac{V}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha} = \frac{421.68}{2 \times 40 \times 0.68} = 7.75 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA14 = 9.23 cm² avec des cadres de HA8 et un espacement de 10 cm

• Longueur d'ancrage :

$$L_s \geq \frac{h}{4} + 50\Phi = \frac{100}{4} + 50 \times 1.4 = 95 \text{ cm}$$



Coupe A-A

Ferrailages des linteaux dans les différentes zones

1-linteau du voile VT1 :

	Zone	II	III	IV
Caractéristiques géométriques	h(m)	1	1	1
	L(m)	1.20	1.20	1.20
	e(m)	0.20	0.20	0.20
Caractéristiques mécaniques	$\bar{\tau}_b$ (MP)	5	5	5
	$0.06f_{c28}$	1.50	1.50	1.50
Sollicitation de calcul	T (KN)	421.68	374.47	285.04
	τ_b	3.27	2.91	2.21
Aciers longitudinaux	$A_l = A_l'$ (cm ²)	4.50	4.50	4.50
	Section adopté	4.62	4.62	4.62
	Choix des barres	3HA14	3HA14	3HA14
Aciers transversaux	St(cm)	20	20	20
	At(cm ²)	1.5	1.5	1.5
	Section adopté	1.57	1.57	1.57
	Choix des barres	2HA10	2HA10	2HA10
Aciers de peau	Ac (cm ²)/nappe	6	6	6
	Section adopté	6.78	6.78	6.78
	Choix des barres/nappes	6HA12	6HA12	6HA12
Aciers des bielles	Ad (cm ²)/nappe	7.75	6.83	5.20
	Section adopté	9.23	9.23	6.16
	Choix des barres/nappes	6HA14	6HA14	4HA14
	Cadre	HA8		
	Longueur d'ancrage	L _s = 95 cm		

2-linteau du voile VT2 :

	Zone	II	III	IV
Caractéristiques géométriques	h(m)	1	1	1
	L(m)	1.20	1.20	1.20
	e(m)	0.20	0.20	0.20
Caractéristiques mécaniques	$\bar{\tau}_b$ (MP)	5	5	5
	$0.06f_{c28}$	1.50	1.50	1.50
Sollicitation de calcul	T (KN)	402.44	359.64	265.92
	τ_b	3.13	2.79	2.07
Aciers longitudinaux	$Al = Al'$ (cm ²)	4.50	4.50	4.50
	Section adopté	4.62	4.62	4.62
	Choix des barres	3HA14	3HA14	3HA14
Aciers transversaux	St(cm)	20	20	20
	At(cm ²)	1.5	1.5	1.5
	Section adopté	1.57	1.57	1.57
	Choix des barres	2HA10	2HA10	2HA10
Aciers de peau	Ac (cm ²)/nappe	6	6	6
	Section adopté	6.78	6.78	6.78
	Choix des barres/nappes	6HA12	6HA12	6HA12
Aciers des bielles	Ad (cm ²)/nappe	7.39	6.61	4.88
	Section adopté	9.23	9.23	6.16
	Choix des barres/nappes	6HA14	6HA14	4HA14
	Cadre	HA8		
	Longueur d'ancrage	L _s = 95 cm		

X-Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux). Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans des bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

X-1) différents type de fondations :

a) Fondations superficielles :

En général on dit qu'une fondation est superficielle lorsque sa plus petite dimension est plus grande que la profondeur minimale de son niveau, le rapport de ces dimensions doit vérifier l'inégalité suivante : $\frac{\text{Profondeur}}{\text{Largeur}} < 4$

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante, elles permettent la transmission directe des efforts au sol ; c'est le cas des semelles filantes et les radiers.

b) Fondations profondes :

Ce type de fondation est généralement utilisé dans les cas des mauvais sols et qui ont une faible capacité portante, ou lorsque le bon sol est assez profond, Il s'agit de fondations sur puits ou sur pieux.

Les fondations sur pieux peuvent être préfabriquées ou forcées et coulées sur place. Les puits remplis de gros béton se distinguent des pieux forcés par leur plus grand diamètre (1m et plus). Ainsi, suivant la profondeur de bon sol, on procède à la mise en place des fondations suivantes :

[0,8 ; 1,5] m : fondations superficielles.

[1,5 ; 5] m : fondations profondes sur puits.

> 5 m : fondations profondes sur pieux.

X-2) Etude géotechnique du sol :

Le choix de types de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude nous ont donné une contrainte admissible du sol $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$.

L'absence de nappe phréatique, donc il n'y a pas de risque de la remontée des eaux.

X-3) Choix de types de fondation :

Le type de fondation à adopter est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- ✓ La résistance du sol,
- ✓ La profondeur des bonnes couches du sol,
- ✓ Le tassement du sol,
- ✓ Le mode de construction de la structure.

En tenant compte des critères cités ci-dessus, Le choix se fera en premier lieu pour des semelles filantes, mais lorsque la surface occupée par celle-ci est supérieure à 50% de la surface totale de la structure ($S > 50\% S_{\text{semelle}}$), le choix se portera sur un radier général.

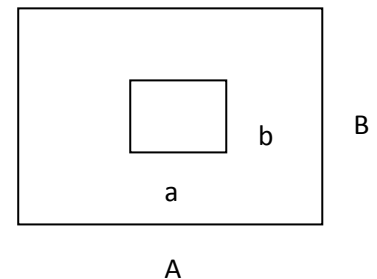
X-3-1) Semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N_{ser} » qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{60}{60} \implies B = 1 \times A$$

$$\text{D'ou : } A \geq \sqrt{\frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}}$$



On a:

$$N_{\text{ser}} = 4344.56 \text{ KN} \quad \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \text{ KN.m}^2 \implies \begin{cases} A = 4.6 \text{ m} \\ B = 4.66 \end{cases}$$

Remarque: Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchement est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

X-3-2) Semelles filantes :**X-3-2-1) Dimensionnement des semelles filantes sous voiles :**

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{S} \implies \sigma_{\text{sol}} \geq \frac{G+Q}{B \times L} \implies B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{\text{sol}}} \times \frac{1}{L}$$

Avec : B : Largeur de la semelle continue sous le voile considéré.

L : Longueur du voile.

G et Q : Charge et surcharge à la base du voile.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol. ($\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \text{ KN.m}^2 = 0.2 \text{ MPa}$)

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

➤ *Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal) :*

Voile	N_{ser} (KN)	L (m)	B (m)	$S = B \times L(m^2)$
VL1	2915.46	5.4	2.7	14.58
VL2	3184.92	5.44	2.92	15.88
VL3	3331.56	5.4	3.08	16.63
VL4	1926.56	4.5	2.1	9.45
				$\sum S = 56.54$

➤ *Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal) :*

Voile	N_{ser} (KN)	L (m)	B (m)	$S = B \times L(m^2)$
VT1	2409.96	4.2	2.86	12.01
VT2	3257.04	5.4	3.01	16.25
VT3	1745.92	2.9	3.01	9.73
VT4	2446.91	4.9	2.5	12.25
				$\sum S = 50.24$

La surface des semelles filantes sous voiles est : $S = 106.78 m^2$

X-3-2-2) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

Le portique le plus sollicité est le portique (FF)

a) Hypothèse de calcul :

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b) Etape de calcul :

✓ Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$

✓ Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

✓ Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

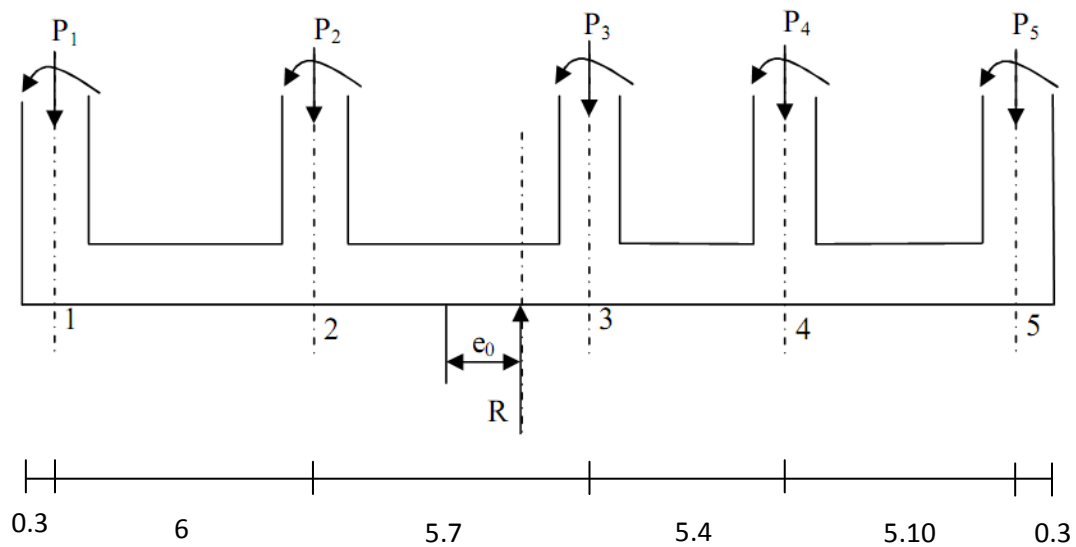
$$e < \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$e > \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire}$$

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$



c) *Application :*

➤ **Détermination de la résultante des charges :**

poteau	N= G+Q (kN)	e _i (m)	N .e _i (kNm)	M _i
1	2658.26	11.1	29506.7	5.527
2	4344.55	5.1	22157.2	0.961
3	3634.34	-0.6	-2180.6	1.723
4	3155.6	-6	-18933.6	2.39
5	2276.9	-11.1	-25273.6	3.841
	16069.65		5276.11	14.442

$$e = \frac{5276.11 + 14.442}{16069.65} = 0.32\text{m}$$

➤ **Déterminer la Distribution de la réaction par mètre linéaire:**

$$e = 0.32 < \frac{L}{6} = \frac{22.2}{6} = 3.7 \text{ m}$$

=> Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right) = \frac{16069.65}{22.2} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.32}{22.2}\right) = 755.16 \text{ KN/m}$$

➤ **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{755.16}{200} = 3.7 \text{ m}$$

On aura donc :

$$S = 3.7 \times 22.2 = 82.14 \text{ m}^2$$

$$S = 3.7 \times 17.1 = 63.27 \text{ m}^2$$

$$S = 3.7 \times 6 = 22.2 \text{ m}^2$$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

$$S_p = (82.14 \times 4) + 59.85 + 21 = 414.03 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_v + S_p$$

$$S_t = 106.78 + 414.03 = 520.81 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure :

$$S_t = 587.5 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{St}} = \frac{520.81}{587.5} = 0.88$$

La surface totale des semelles représente 88 % de la surface du bâtiment impliquant le chevauchement entre elles donc on opte pour un radier général.

Conclusion :

Notre choix s'est porté sur un radier général, qui est un système de fondation composé d'une dalle et occupant la totalité de la surface de l'emprise de la structure, et il présente les avantages suivants :

- ✓ Une bonne répartition des charges.
- ✓ Evite les tassements différentiels importants.
- ✓ Facilité de coffrage et de mise en œuvre du béton.
- ✓ Rapidité d'exécution.

X-4) Etude du radier générale :

Un radier est une dalle en béton armé épaisse nervurée ou non, située sous tout ou une partie d'un bâtiment qui prend appui sur le sol. Les charges sont ainsi réparties sur une très grande surface de façon à réduire les pressions sur le sol de fondation. Le radier se comporte comme un plancher renversé qui est soumis à :

- Des charges verticales ponctuelles (poteaux) ou linéiques (murs) descendantes provenant des porteurs verticaux,
- Une action verticale ascendante du sol supposée uniformément répartie sur toute la surface.

X-4-1) Pré dimensionnement du radier :**a) Condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{\min} = 25\text{cm}$)

b) Condition forfaitaire :➤ **La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

L_{\max} : l'entraxe maximal des poteaux.

$$h \geq \frac{660}{20} = 33\text{cm}, \quad \text{soit } h_d = 45\text{cm}$$

➤ **La nervure :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h_n \geq \frac{660}{10} = 66\text{ cm}, \quad \text{Soit : } h_n = 90\text{cm}$$

c) Condition de la longueur :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40\text{ MPa}$ pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 32164,2\text{ MPa}$

L_{\max} : Distance maximale entre deux voiles ou deux poteaux successifs, $L_{\max} = 6.60\text{ m}$

D'où :

$$h \geq 3 \sqrt{\frac{3K}{E} \cdot \left[\frac{2 \cdot L_{\max}}{\pi} \right]^4} = 3 \sqrt{\frac{3 \times 40}{32164,2} \times \left[\frac{2 \times 6.6}{3,14} \right]^4} = 1.05\text{m}$$

On prend : $h = 1.2\text{m}$

Conclusion :

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$h_n = 1.2\text{cm}$ Hauteur de la nervure.

$h_d = 45\text{cm}$ Hauteur de la dalle.

$b = 60\text{cm}$ Largeur de la nervure.

X-4-2) Détermination des efforts :

a) Charges revenant à la superstructure :

Charges permanente : $G = 66646.89 \text{ KN}$

Charges d'exploitation : $Q = 14581.53 \text{ KN}$

b) Combinaison d'action :

ELU : $N_u = 111845.6 \text{ KN}$

ELS : $N_s = 81228.42 \text{ KN}$

c) Détermination de la surface nécessaire du radier:

$$\text{ELU: } S_{\text{rad}} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{111845.6}{1.33 \times 200} = 420.5 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{rad}} \geq \frac{N_s}{1.33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{14581.53}{200} = 72.9 \text{ m}^2$$

$$\text{D'ou: } S_{\text{rad}} = \max (s_{\text{rad}}^{\text{ELU}}, s_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = 420.5 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 587.5 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 420.5 \text{ m}^2$$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max \left(\frac{h}{2}, 30 \right) = \max \left(\frac{90}{2}, 30 \right) = 45 \text{ cm}$$

Soit un débord de : $L_{\text{déb}} = 60 \text{ cm}$

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 651.34 \text{ m}^2$$

d) Détermination des efforts à la base du radier:

1. Poids du radier:

$P_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle} + \text{Poids de la nervure} + \text{Poids du (T.V.O)} + \text{Poids de la dalle flottante.}$

$$\text{Poids de la dalle : } P_1 = (S_{\text{rad}} \times h_d \times \rho) = 651.34 \times 0.45 \times 25 = 7327.57 \text{ KN}$$

$$\text{Poids des nervures longitudinales et transversales: } g_2 = (b \times h_n \times \rho \times L \times m)$$

m : nombre de portique dans le sens considéré.

$$P_{\text{lon}} = 2 \times 28.6 \times (1.2 - 0.45) \times 0.6 \times 25 + 26 \times (1.2 - 0.45) \times 0.6 \times 25$$

$$+ 23.8 \times (1.2 - 0.45) \times 0.6 \times 25 + 21.4 \times (1.2 - 0.45) \times 0.6 \times 25 = 1444.5 \text{ KN}$$

$$P_{\text{trans}} = 4 \times (1.2 - 0.45) \times 22.8 \times 0.6 \times 25 + 17.4 \times (1.2 - 0.45) \times 0.6 \times 25 + 6.6 \times (1.2 - 0.45) \times 0.6 \times 25$$

$$= 1296 \text{ KN}$$

$$P_2 = g_{lon} + g_{trans} = 1444.5 + 1296 = \mathbf{2740.5KN}$$

$$\text{Poids de TVO : } P_3 = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \times 17 \quad \text{avec : } S_{ner} = \frac{2740.5}{25 \times 0.75} = 146.16m^2$$

$$P_3 = (651.34 - 146.16) \times (1.2 - 0.45) \times 17 = \mathbf{6440.05KN}$$

$$\text{Poids de la dalle flottante : } P_4 = (S_{rad} \times e_p \times \rho) = 651.34 \times 0.15 \times 25 = \mathbf{2442.5 KN}$$

$$P_{rad} = 7327.57 + 2740.5 + 6440.05 + 2442.5 = \mathbf{18950.62 KN}$$

2. Charge permanente:

$$G_T = P(\text{superstructure}) + P(\text{infrastructure})$$

$$= 66736.89 + 18950.62 = 85687.51KN$$

3. Charges d'exploitation :

$$Q_T = Q_{bat} + Q_{rad}$$

$$Q_T = 14581.53 + 5 \times 651.34 = 17838.23 KN$$

4. Combinaison d'action :

$$\text{ELU : } N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 85687.51 + 1.5 \times 17838.23 = 142435.5 KN$$

$$\text{ELS : } N_s = G + Q = 85687.51 + 17838.23 = 103525.74 KN$$

X-4-3) Vérification :

a) Vérification de la contrainte de cisaillement:

Il faut vérifier que $\tau \leq \bar{\tau}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\}$$

$$b = 1m; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 0,4 = 0,36m$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot 0,54 \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{142435,5 \times 1}{651,34} \times \frac{6,60}{2} = 721,65 kN$$

$$\tau_u = \frac{721,65 \times 10^3}{0,6 \times 10^3 \times 10^3} = 1,2 MPa$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4MPa \right\} = 2,5 MPa$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la stabilité du radier :

Elle consiste, à vérifier les contraintes du sol sous le radier ; sollicité par les efforts suivants :

- Effort de renversement du au séisme.
- Efforts normaux dus aux charges verticales.

$$M = M_0 + T_0 h$$

Avec :

M_0 : moment sismique à la base de la structure.

T : Effort tranchant à la base de la structure.

h : profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On vérifie que :

$$\text{ELU} : \sigma_m \leq 1.33 \sigma_{\text{sol}}$$

$$\text{ELS} : \sigma_m \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 200 \text{KN/m}^2$$

$$1.33 \sigma_{\text{sol}} = 266 \text{KN/m}^2$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M \times V}{I}$$

- **Calcul du CDG et moment d'inertie :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 16.06 \text{m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 11.38 \text{m}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I_{xx} = \sum [I_x + S_i (Y_i - Y_G)^2] = 30503.67 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \sum [I_y + S_i (X_i - X_G)^2] = 41785.15 \text{ m}^4$$

- **Calculs des moments :**

$$M_{xx} = 133918.98 + 4701.17 \times 1.2 = 139560.38 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy} = 69173.83 + 4757.66 \times 1.2 = 74883.02 \text{ KN.m}$$

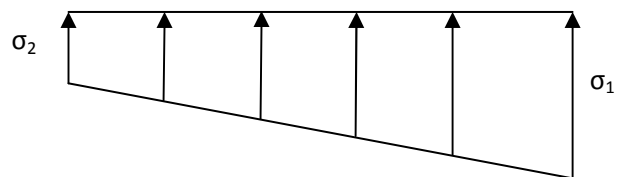


Fig. X-2 Diagramme des contraintes

	ELU			ELS			Observation
	σ_1	σ_2	σ_m	σ_1	σ_2	σ_m	
X-X	272.3	165.05	245.48	212.57	105.31	185.75	vérifiée
Y-Y	246.61	190.75	232.64	186.87	131.01	172.9	vérifiée

c) Vérification au poinçonnement (Art A.5.2, 42 /BAEL91):

On admet qu'aucune armature d'effort tranchant n'est requise, si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0,045 \mu_c h f_c}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : charge de calcul à l'ELU

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier,

h: épaisseur totale du radier

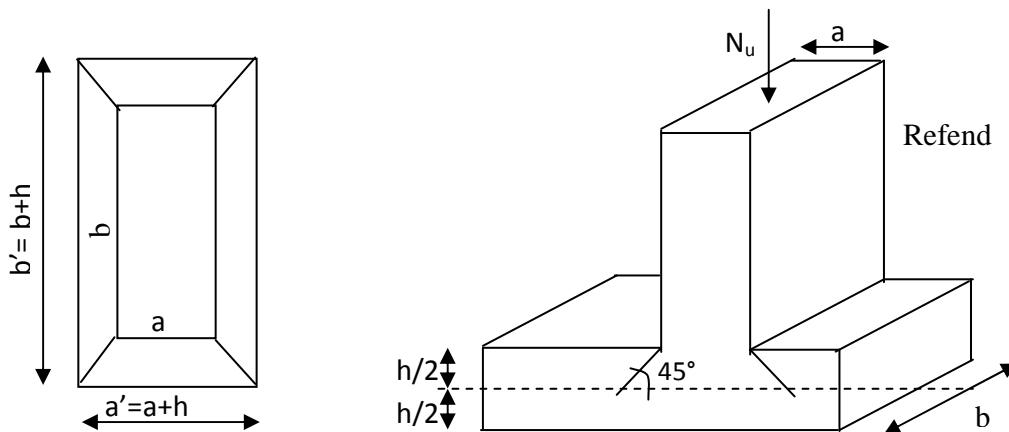


Fig. X-3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

Calcul du périmètre utile :

- Poteaux :

$$\mu_c = 2 \times (a' \times b') = 2 \times (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0.6 + 0.6 + 2 \times 1.2) = 7.2 \text{ m}$$

$$N_u = 6005.37 \text{ KN}$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \times 7.2 \times 1.2 \times 25000}{1.5} = 6480 \text{ KN} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- Voiles:

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,20 + 5,4 + 2 \times 1,2) = 16m$$

$$N_u =$$

$$N_u \leq \frac{0,045 \times 16 \times 1,2 \times 25000}{1,5} = 14400 \text{ KN} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

d) Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq \alpha \cdot S_{\text{rad}} \cdot \gamma_w \cdot Z$$

P : Poids total du bâtiment à la base du radier,

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1,5$

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$)

Z : profondeur de l'infrastructure ($h = 1,2 \text{ m}$)

$$P = 49133,87 \text{ KN} \geq 1,5 \times 651,34 \times 10 \times 1,2 = 14068,9 \text{ KN}$$

⇒ Pas de risque de soulèvement de la structure.

X-4-4) Ferrailages du radier :

a) Ferrailages de la dalle :

Le radier se ferraille comme une dalle pleine renversé s'appuyant sur les nervures qui sont à sa partie supérieure et soumis à la réaction du sol. On distingue deux cas :

❖ 1^{er} cas :

Si $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable

$$M_{0x} = q_u \times \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{0y} = 0$$

❖ 2^{ème} cas :

Si $0,4 \leq \rho \leq 1$; les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les bandes de largeur d'unité de valent :

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y M_{0x}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont données par les tableaux de PIGEAUD.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} : L_x < L_y$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

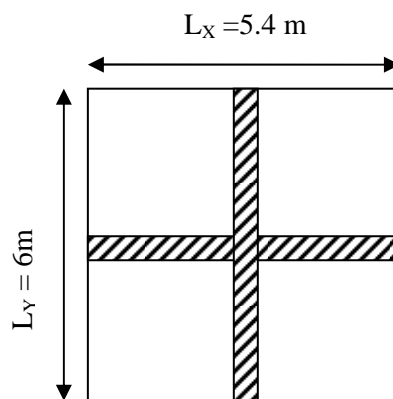
b) Identification du panneau :

$L_x = 5.4\text{m}$ $L_y = 6\text{m}$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.4}{6} = 0.9$

$0.4 \leq \rho = 0.9 \leq 1$

⇒ La dalle travaille dans les deux sens



Panneau	L _X	L _Y	ρ	ELU		ELS	
				μ _x	μ _y	μ _x	μ _y
2	5.4	6	0.9	0.0458	0.778	0.0529	0.846

Pour le calcul du ferrailage, on réduit de la contrainte maximale (σ_{max}) la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

ELU : $\sigma_m^{max} = \max (245.48, 232.64) = 245.48 \text{ KN/m}^2$

ELS : $\sigma_m^{max} = \max (185.75, 172.90) = 185.75 \text{ KN/m}^2$

D'ou:

ELU : $q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 245.48 - \frac{18950.62}{651.34} = 216.38 \text{ KN/m}^2$

ELS : $q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 185.75 - \frac{18950.62}{651.34} = 156.65 \text{ KN/m}^2$

c) Calculs des moments isostatiques :

Les moments isostatiques dans les directions sont donnés par les formules suivantes :

$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

Panneau	L _X	ELU : $q_u = 216.38 \text{ KN/ml}$		ELS : $q_s = 156.65 \text{ KN/ml}$	
		M _{0x}	M _{0y}	M _{0x}	M _{0y}
2	5.4	288.98	224.82	241.64	204.43

Remarque

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$
- Moment sur appuis : $0,5M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assuré un encastrement partiel alors :

- Moment en travée : $0,85M_{0x}$ ou $0,85M_{0y}$
- Moment sur appui de rive : $0,3M_{0x}$ ou $0,3M_{0y}$
- Moment sur appui intermédiaire : $0,5M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

d) Ferrailages du panneau :

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$.

$$\mu_u = \frac{M_{ut}^t}{bd^2 f_{bu}} \quad \mu_u = \frac{M_{ut}^a}{bd^2 f_{bu}}$$

$$A_{t=} = \frac{M_u^t}{\beta_u d \sigma_{st}} \quad A_a = \frac{M_u^a}{\beta_u d \sigma_{st}}$$

➤ **Section minimale :**• **Sens de la petite portée (l_x) :**

$$\omega_x = \frac{A_x}{bh} \geq \omega_0 \left(\frac{3-\rho_x}{2} \right) \quad \text{avec : } \omega_0 = 0.8 \text{ ‰ pour HA Fe400}$$

$$A_x \geq \omega_0 \left(\frac{3-\rho_x}{2} \right) bh$$

$$A_x^{min} = 0.0008 \times 100 \times 40 \times \frac{3-0.9}{2} = 3.36 \text{ cm}^2$$

• **Sens de la grande portée (l_y) :**

$$\omega_y = \frac{A_y}{bh} \geq \omega_0 \implies A_y \geq \omega_0 \cdot b \cdot h$$

$$A_y \geq 0.0008 \times 40 \times 100 = 3.2 \text{ cm}^2$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ	μ_1	Obs	β	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop}	A_s (cm ²)	S_t (cm)
X-X	Travée	245.63	0.12	0.392	ssa	0.936	20.40	3.36	7HA20	21.98	14
	Appuis	144.49	0.074		ssa	0.962	11.66	3.36	6HA16	14.07	14
Y-Y	Travée	191.1	0.098		ssa	0.948	15.65	3.20	6HA20	18.84	16
	appuis	112.41	0.057		ssa	0.970	9.00	3.20	6HA16	12.06	16

e) Vérification à l'ELU :

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

Il faut vérifiée que : $A_s > A_{min}$

Sens	Zone	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	observation
X-X	Travée	21.98	3.36	vérifiée
	Appuis	14.07	3.36	vérifiée
Y-Y	Travée	18.84	3.20	vérifiée
	Appuis	12.06	3.20	vérifiée

➤ **Espacement des armatures :**

$$S_t^{max} = 16\text{cm} < \min(2h, 25\text{cm}) = 25\text{cm} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b.d} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_s} ; 4\text{MPa} \right\} = 2.5\text{MPa}$$

Avec : $V_u = \frac{q_u l}{2}$

$$\tau_u = \frac{q_u.l}{2.b.d} = \frac{216.38 \times 10^3 \times 5.4}{2 \times 1000 \times 370} = 1.57 \text{ MPa} < 2.5\text{MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

f) Vérification à l'ELS :

$q_s = 156.65 \text{ KN/ml}$

$$\rho = 0.9 \begin{cases} \mu_x = 0.0529 \\ \mu_y = 0.846 \end{cases}$$

• **Calcul des moments M_{0x} ; M_{0y} :**

$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L^2_x = 0.0529 \times 156.65 \times 5.4^2 = 241.64 \text{ KN.m}$

$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.846 \times 241.64 = 204.43 \text{ KN.m}$

Calculs des moments M_a , M_t dans les deux sens :

Sens X-X :

$M_t = 0.85 \times M_{0x} = 0.85 \times 241.64 = 205.4 \text{ KN.m}$

$M_a = -0.5 \times M_{0x} = -0.5 \times 241.64 = -120.82 \text{ KN.m}$

Sens Y-Y :

$M_t = 0.85 \times M_{0y} = 0.85 \times 204.43 = 173.76 \text{ KN.m}$

$M_a = -0.5 \times M_{0y} = -0.5 \times 204.43 = -102.22 \text{ KN.m}$

❖ Vérification des contraintes dans le béton :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c25}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	M _u	M _s	γ	μ	α	Rapport	Obs
X-X	Travée	245.63	205.4	1.19	0.12	0.1603	0.345	Vérifiée
	Appuis	144.49	120.82	1.19	0.074	0.0962	0.345	Vérifiée
Y-Y	Travée	191.1	173.76	1.1	0.098	0.1291	0.300	Vérifiée
	Appuis	112.41	102.22	1.1	0.057	0.0747	0.300	Vérifiée

X-4-5) Ferrailages du débord :

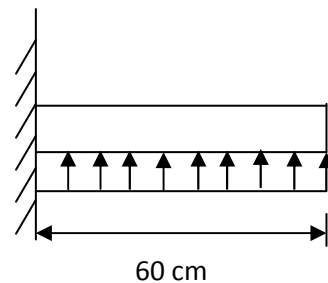
Le débord est assimilé à une console courte dans la radier de longueur L = 60cm, soumis à une charge uniformément répartie.

ELU: q_u = 216.38 KN/ml

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = \frac{216.38 \times 0.6^2}{2} = 38.95 \text{ KN.m}$$

ELS: q_s = 156.65 KN/ml

$$M_s = \frac{q_s \cdot L^2}{2} = \frac{156.65 \times 0.6^2}{2} = 28.2 \text{ KN.m}$$



❖ Calcul des armatures :

b = 1m d = 0.37m f_{bc} = 14.2 MPa σ_s = 348 MPa

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{38.95 \times 10^3}{100 \times 42^2 \times 14.2} = 0.015 < 0.392$$

μ = 0.015 β = 0.938

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{38.95 \times 10^3}{0.938 \times 42 \times 348} = 2.84 \text{ cm}^2$$

Soit :

A = 4HA12 = 4.52 cm² avec un espacement de 20 cm.

❖ Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 42 \times 2.1}{400} = 5.07 \text{ cm}^2$$

A_S = 4.52 cm² < A_{min} = 5.07 cm²Condition vérifiée

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{21.98}{4} = 5.5 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Avec un espacement de **20 (cm)**

❖ **Vérification à l'ELS :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{38.95}{28.2} = 1.38 \quad \mu_u = 0.012 \rightarrow \alpha = 0.01603$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$\alpha = 0.01603 < 0.44$ Condition vérifiée.

X-4-5) Ferrailages des nervures :

Les nervures sont considérées comme des poutres encastées

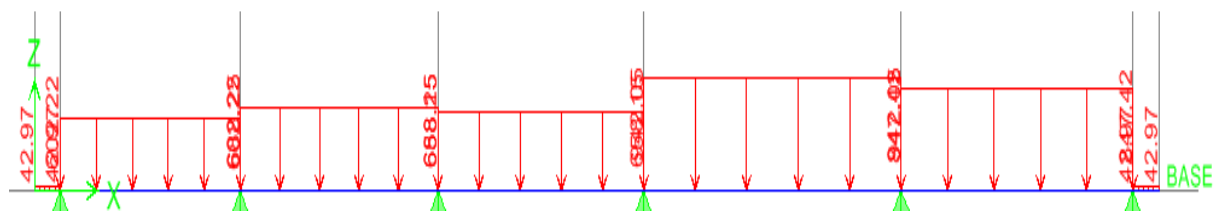
$h = 1.2 \text{ m}$ $b = 0.6 \text{ m}$ $c = 4 \text{ cm}$

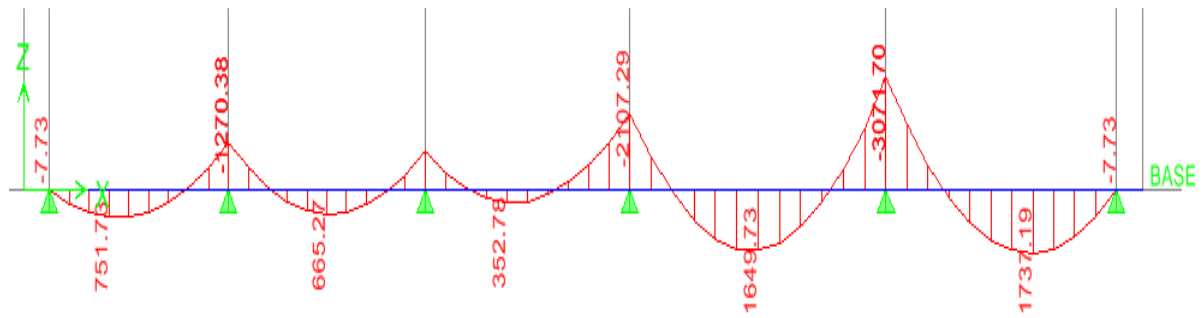
Pour la détermination des efforts en utilise le logiciel ETABS 9.7

a) Détermination des efforts :

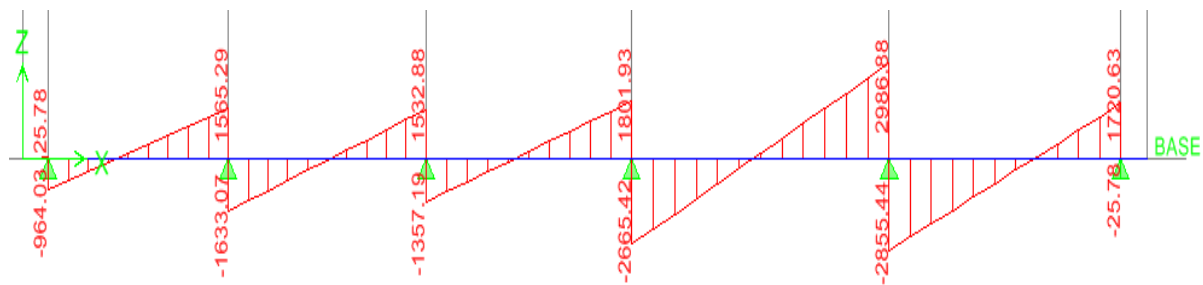
- **Sens longitudinales :**

ELU :





Diagrammes des moments à l'ELU



Diagrammes des efforts tranchant

Le ferrailage se fera avec les moments Max aux appuis et en travées dans le sens longitudinal et transversal.

b) Calculs des armatures :

$$M_t^{\max} = 0.75 \times 1737.19 = 1302.9 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 0.3 \times 3071.7 = 921.51 \text{ KN.m}$$

$$b = 60 \text{ cm} \quad h = 1.2 \text{ m} \quad d = 1.16 \text{ m} \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

➤ **En travée :**

$$M_t^{\max} = 1302.9 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}^t}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{1302.9 \times 10^3}{60 \times 116^2 \times 14.2} = 0.11 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.11 \quad \beta = 0.942$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta_u d \sigma_{st}}$$

$$A_{\min} = \frac{1302.9 \times 10^3}{0.942 \times 116 \times 348} = 34.26 \text{ cm}^2$$

Soit : 7 HA25

➤ **En appuis :**

$$M_a^{\max} = 1535.89 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b d^2 f_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{921.51 \times 10^3}{60 \times 116^2 \times 14.2} = 0.08 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

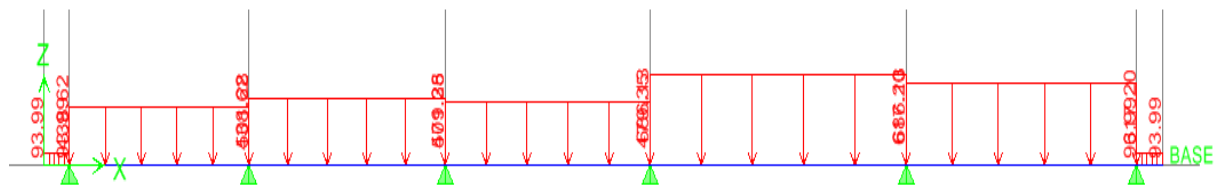
$$\mu_u = 0.08 \quad \beta = 0.958$$

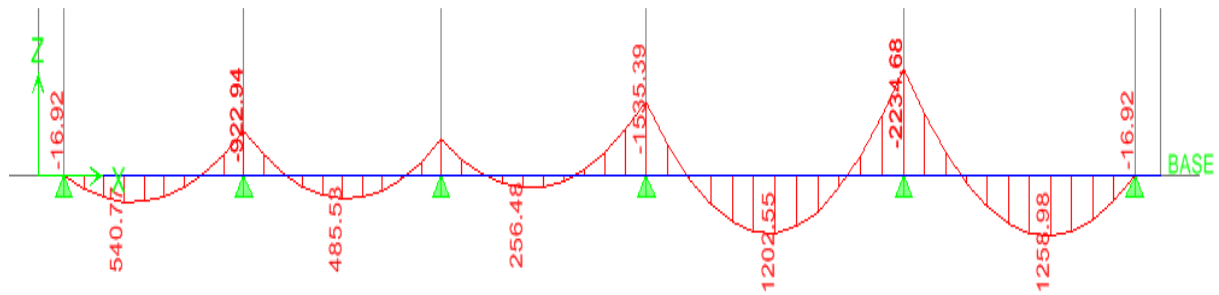
$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta_u d \sigma_{st}}$$

$$A_{\min} = \frac{921.51 \times 10^3}{0.958 \times 116 \times 348} = 23.82 \text{ cm}^2$$

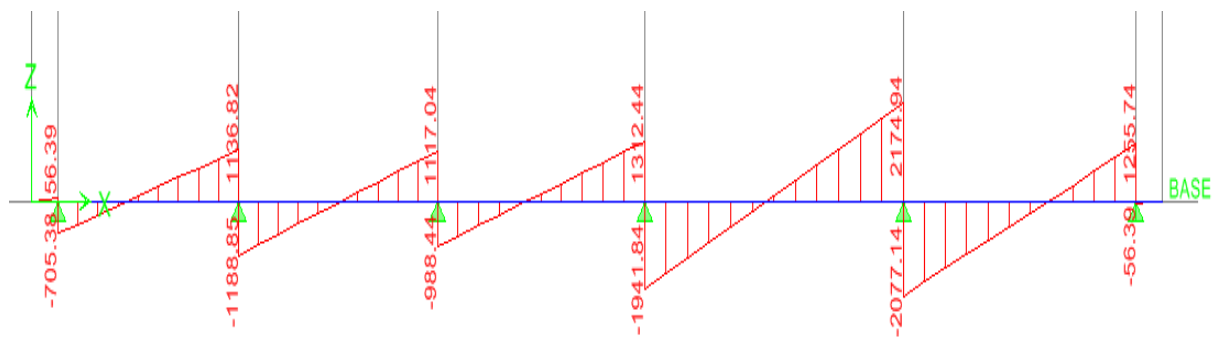
Soit : 8HA20

ELS :





Diagrammes des moments à l'ELS



Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS

➤ **Vérification à l'ELS :**

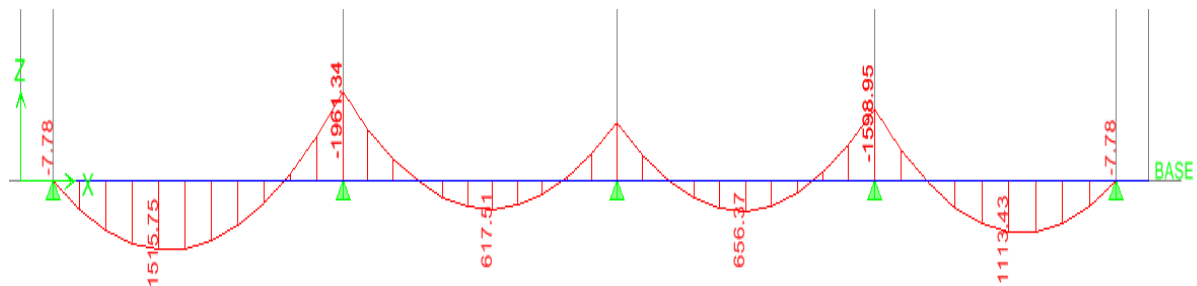
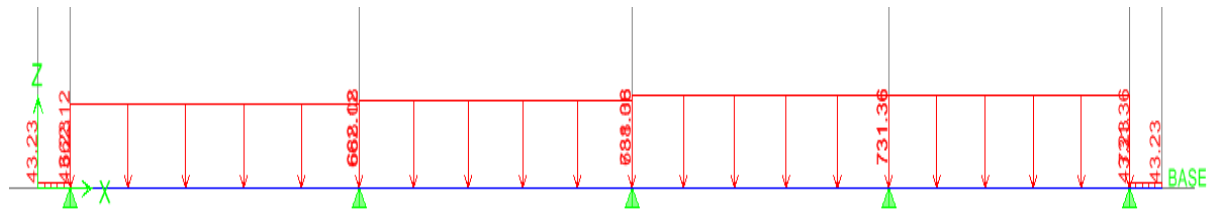
On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

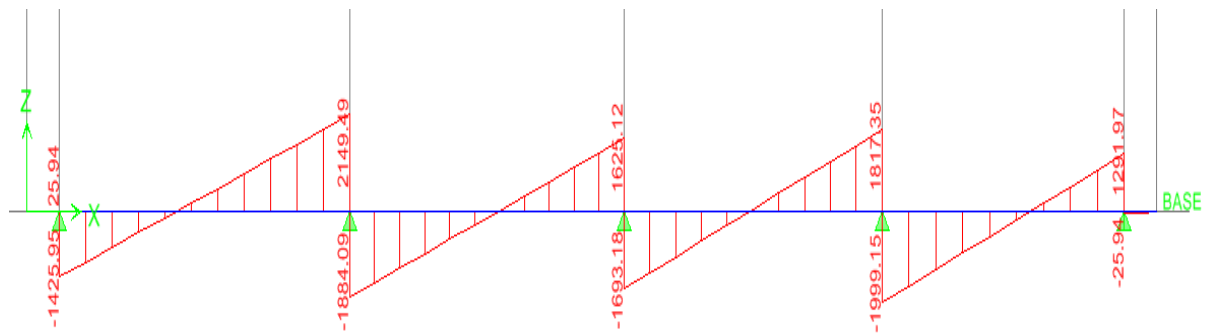
Sens	Zone	M _u	M _s	γ	μ	α	Rapport	Obs
X-X	travée	1302.9	944.23	1.37	0.11	0.1460	0.435	Vérifiée
	appuis	921.51	1117.34	0.82	0.08	0.1044	0.435	Vérifiée

- Sens transversales :

ELU :



Diagrammes des moments à l'ELU



Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU

c) Calculs des armatures :

$$M_t^{\max} = 0.75 \times 1515.75 = 1136.81 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 0.3 \times 1961.34 = 588.4 \text{ KN.m}$$

➤ En travée :

$$M_t^{\max} = 1136.81 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}^t}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{1136.81 \times 10^3}{60 \times 116^2 \times 14.2} = 0.099 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.099 \quad \beta = 0.947$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta_u d \sigma_{st}}$$

$$A_{\min} = \frac{1136.81 \times 10^3}{0.947 \times 116 \times 348} = 29.73 \text{ cm}^2$$

Soit : 7 HA25

➤ En appuis :

$$M_a^{\max} = 588.4 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}^a}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{588.4 \times 10^3}{60 \times 116^2 \times 14.2} = 0.051 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.051 \quad \beta = 0.973$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta_u d \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{588.4 \times 10^3}{0.973 \times 116 \times 348} = 15 \text{ cm}^2$$

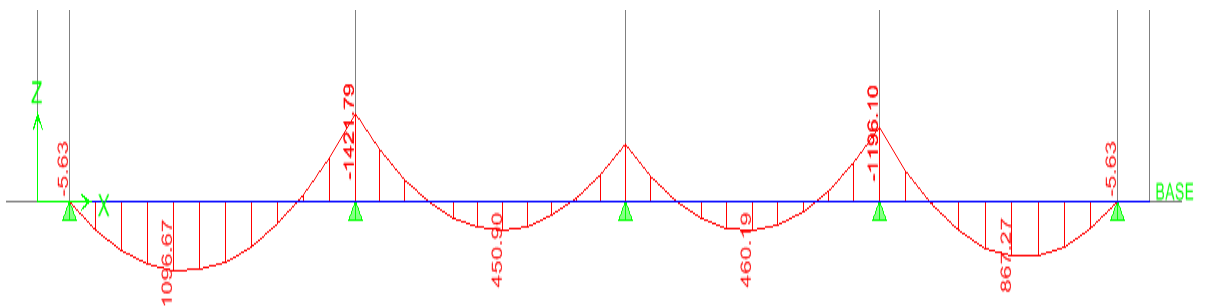
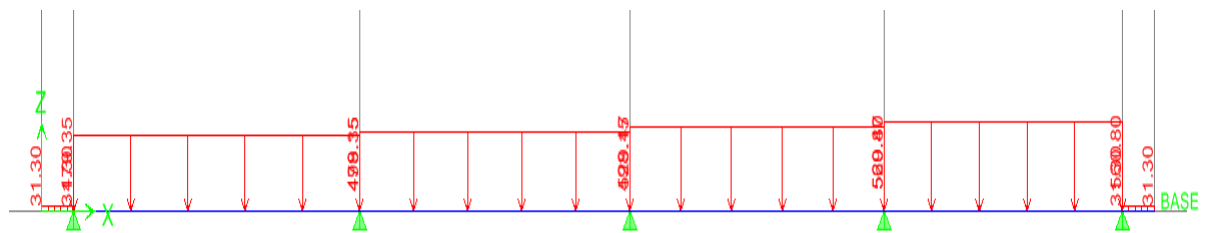
Soit : 5HA20

❖ **Vérification :**

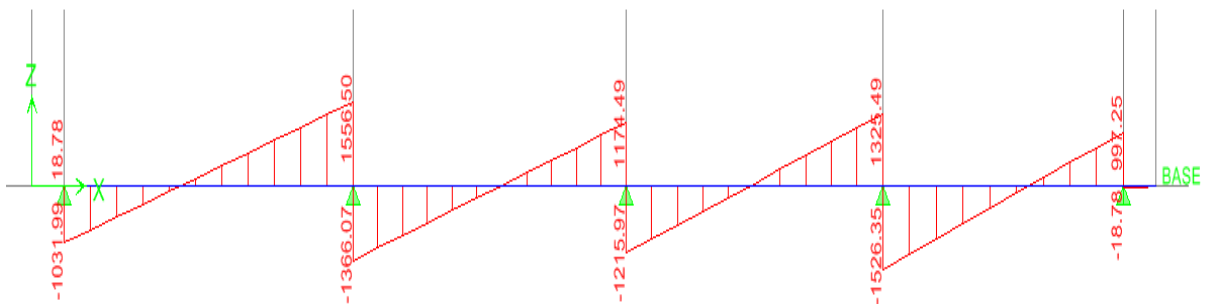
$$A_s > A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 8.4 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

ELS :



Diagrammes des moments à l'ELS



Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS

➤ **Vérification à l'ELS :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	M _u	M _s	γ	μ	α	Rapport	Obs
X-X	travée	1136.81	822.5	1.38	0.099	0.1320	0.44	Vérifiée
	appuis	588.4	426.53	1.37	0.051	0.0667	0.435	Vérifiée

➤ **Armature transversales :**

- **Espacement des barres :**

$$\Phi_t = \frac{\Phi_1}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}, \quad \text{Soit} \quad \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\Phi_1 \right\} = \min \{30, 24\} = 24 \text{ cm}$$

S_t = 15 cm en zone nodale

S_t = 20 cm en zone courante

- **Armature transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 2.02 \text{ cm}^2$$

Soit: A = 6 HA8 = 3.01 cm²

INTRODUCTION :

Le mur de soutènement est un ouvrage destiné à maintenir les terres et à contenir leurs poussées. Il peut être en béton armé ou en maçonnerie. Le mur de soutènement en béton armé est généralement composé d'un voile (rideau), qui reçoit la poussée des terres et d'une semelle qui sert de fondation à l'ouvrage.

X-1) PREDIMENSIONNEMENT

Hauteur du mur : $H = 5,5\text{m}$

Largeur de la semelle : $H/2 \leq b \leq 2H/3$ on prend $b = 3\text{m}$

Epaisseur de la semelle : $e_s = H/12$ soit $e_s = 45\text{cm}$

Epaisseur du rideau à la tête : $e_r = 20\text{cm}$
à la base : $e_r = 40\text{cm}$

$H/8 \leq C \leq H/6$

$C = 60\text{cm}$

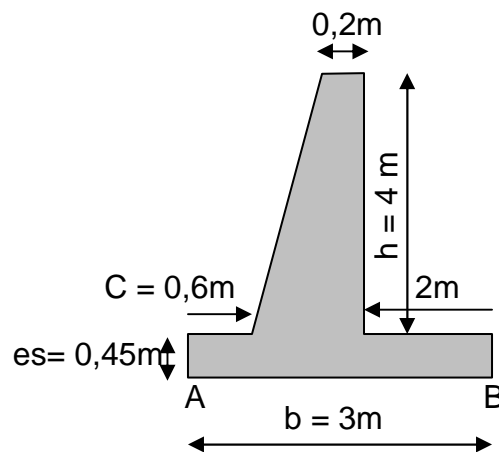


Figure X.1 : Schéma du mur de soutènement.

X-2) VERIFICATION DE LA STABILITE DU MUR (ELU) :**X-2-1) FORCES AGISSANTES**

a) poussée des terres

$$Q = K \gamma \frac{h^2}{2}$$

$$\gamma = 17\text{KN/m}^3$$

$$\varphi = 30$$

$$K = \text{tg}^2(\pi/4 - \varphi/2) \Rightarrow K = 0,33$$

$$h = 5.5 \text{ m}$$

$$Q = 0,33 \times 17 \times \frac{5.5^2}{2} = 84.85 \text{ KN / m}$$

b) charges verticales

- Poids du rideau

$$Pr_1 = 0,2 \times 5.5 \times 25 = 27.5 \text{ KN}$$

$$Pr_2 = 0,2 \times 5.5/2 \times 25 = 13.75 \text{ KN}$$

- Poids de la semelle

$$Ps = 0,45 \times 3 \times 25 = 33.75 \text{ KN}$$

- Poids des terres

$$Pt_1 = 2 \times 5.5 \times 17 = 187 \text{ KN}$$

$$Pt_2 = 0.6 \times 5.5 \times 17 = 56.10 \text{ KN}$$

D'où la résultante des charges verticales est :

$$p = 318.1 \text{ KN}$$

X-2-2) REACTION DU SOL

- Moment des forces par rapport au centre de gravité de la semelle

$$M_G = Pr_1 \times 0.6 + Pr_2 \times 0.76 + Ps \times 0 + Pt_1 \times 0.5 + Pt_2 \times 1.2$$

$$M_G = 204.6 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELU} : 1,35 \times M_G = 276.21 \text{ KN.m}$$

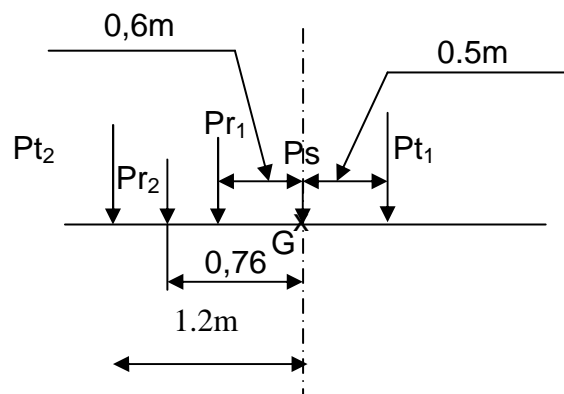


Figure X.2 : Schéma de calcul de M_G .

▪ **Effort normal :**

$$1,35 P = 1,35 \times 318.1 = 428.44 \text{ KN}$$

Les contraintes en A et B sont donnés par la formule générale suivante :

$$\sigma_{A,B} = \frac{N}{A} \pm \frac{M_G v}{I}$$

Nous avons :

$$\frac{v}{I} = \frac{\frac{b}{2}}{\frac{a \cdot b^3}{12}} = \frac{6}{ab^2}$$

Sachant que $a = 1\text{m}$ et « b » la largeur de la semelle, il vient :

$$\sigma_A = \frac{N}{A} + \frac{6M_G}{b^2}$$

$$\sigma_B = \frac{N}{A} - \frac{6M_G}{b^2}$$

$$\sigma_A = \left(\frac{428.44}{3} + \frac{6 \times 276.21}{3^2} \right) 10^{-3} = 0,326 \text{ MPa}$$

$$\sigma_B = \left(\frac{428.44}{3} - \frac{6 \times 276.21}{3^2} \right) 10^{-3} = 0,041 \text{ MPa}$$

✓ **VERIFICATION DU RENVERSEMENT**

On doit vérifier que $\frac{M_s}{M_r} \geq 2$

Où :

M_s : moment stabilisant,

M_r : moment de reversement.

$$M_s = M_A^P = Pr_1 \times 0,9 + Pr_2 \times 0,73 + P_s \times 1,5 + Pt_1 \times 2 + Pt_1 \times 0,3$$

$$\text{d'où : } M_s = 476.24 \text{ KN.m}$$

$$M_r = Q \times 5.5/3$$

$$M_r = 155.56 \text{ KN.m}$$

$$\text{En fin } \frac{M_s}{M_r} = 3,06 > 2$$

Ainsi, il n'y a aucun risque de renversement.

✓ VERIFICATION DE GLISSEMENT

On doit vérifier que :

$$\frac{Q}{P} \leq f = 0,3$$

$$\text{Avec : } \frac{Q}{P} = \frac{84.85}{318.1} = 0,26$$

On remarque bien que le glissement est vérifié.

X-3) FERRAILLAGE DU MUR

Le mur est divisé en trois parties : le rideau, la semelle avant et la semelle arrière.

- Le rideau est considéré comme une console encastrée dans la semelle,
- La semelle avant et la semelle arrière, considérées comme des consoles encastrées de part et d'autre du rideau.

X-3-1) RIDEAU

Nous avons : $Q = 84.85 \text{ KN}$

Le rideau est sollicité en flexion simple son calcul se fera comme suit :

* Calcul du moment d'encastrement

Le moment d'encastrement est donné par la formule suivante :

$$M = 1,35 Q \times h/3$$

$$M = 1,35 \times 84.85 \times 5.5/3 = 210 \text{ KN.m}$$

La section d'encastrement est rectangulaire de hauteur $h = 0,4\text{m}$ (épaisseur du rideau à la base) et de largeur $b = 1,00\text{m}$, l'enrobage $C = 3 \text{ cm}$.

*calcul des armatures

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 fbc} = \frac{210 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,1 < \mu_1 = 0,392 \quad \text{la section est simplement armée.}$$

$$\mu = 0,1 \Rightarrow \beta = 0,947$$

$$A = \frac{Mu}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{210 \times 10^3}{0,947 \times 37 \times 348} = 17.22 \text{ cm}^2$$

Soit $9\text{HA}16 = 18.1 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 12cm

*** Vérification au cisaillement**

La vérification au cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} \quad \text{et} \quad Vu = 1,35Q = 114.55 \text{ KN}$$

Ce qui donne :

$$\tau_u = \frac{114.55 \times 10^3}{1000 \times 370} = 0,309 \text{ MPa}$$

Par ailleurs

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.25 \text{ MPa}$$

Ce qui montre bien que la condition est vérifiée

▪ **Vérification des contraintes dans le béton à l'ELS :**

Soit :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\rho_1 = \frac{100 A}{bd}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 18.1}{100 \times 37} = 0,489 \quad \beta_1 = 0,894 \quad ; \quad K = 32.17$$

Par ailleurs :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{\beta_1 K_1 d A_u}$$

égale à

$$\sigma_{bc} = \frac{155.55 \times 10^3}{0,894 \times 32.17 \times 37 \times 18.1} = 8.07 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

X-3-2) CALCUL DES SEMELLES (AVANT ET ARRIERE)

Les contraintes développées par les différents poids seront égales à :

$$\sigma_{(qs + qr)} = \frac{1,35 \times (33.75 + 41.25) 10^{-3}}{(3 \times 1)} = 0,033 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{qt_1} = \frac{187 \times 1,35 \times 10^{-3}}{(2 \times 1)} = 0,126 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{qt_2} = \frac{56.10 \times 1,35 \times 10^{-3}}{(0.6 \times 1)} = 0,126 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{qt} = \sigma_{qt_1} + \sigma_{qt_2} = 0.252 \text{ MPa}$$

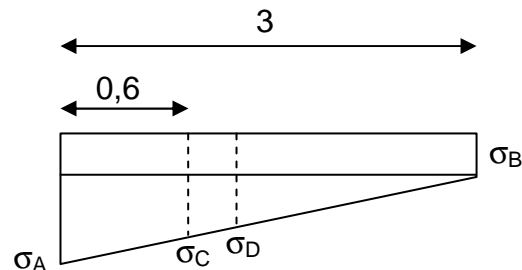


Figure X.4 : Schéma de calcul des contraintes.

a) Détermination des contraintes

Pour déterminer les contraintes au niveau des sections d'encastrement on applique le théorème de TALES.

$$\frac{\sigma_C - \sigma_B}{\sigma_A - \sigma_B} = \frac{2,40}{3} = 0,80$$

$$\sigma_C = (\sigma_A - \sigma_B) \times 0,80 + \sigma_B$$

$$\sigma_C = (0,326 - 0,041) \times 0,83 + 0,041 = 0,269 \text{ MPa}$$

De la même manière

$$\frac{\sigma_D - \sigma_B}{\sigma_A - \sigma_B} = \frac{2}{3} = 0,66$$

$$\sigma_D = (\sigma_A - \sigma_B) \times 0,66 + \sigma_B$$

$$\sigma_D = (0,326 - 0,041) \times 0,66 + 0,041 = 0,229 \text{ MPa}$$

NB : les contraintes finales sont obtenues en additionnant les contraintes manifestées par le sol et celles dues aux charges verticales en tenant compte de leurs directions.

Ainsi les contraintes aux extrémités et au niveau des encastremets seront représentées par la figure suivante :

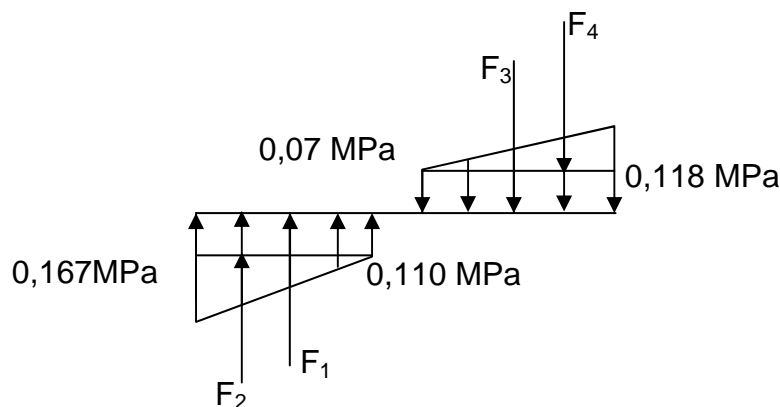


Figure X.5 : Schéma donnant les différentes contraintes de calcul.

$$F_1 = 0,110 \times (0,60 \times 1,00) = 66 \text{ KN}$$

$$F_2 = \frac{(0,167 - 0,110) \times (600 \times 1000)}{2} = 17,10 \text{ KN}$$

$$F_3 = 0,070 \times (2000 \times 1000) = 140 \text{ KN}$$

$$F_4 = \frac{(0,118 - 0,07) \times (2000 \times 1000)}{2} = 48 \text{ KN}$$

b) Ferrailage de la semelle avant

* Calcul du moment d'encastrement

$$\begin{aligned} M &= F_1 \times 0,30 + F_2 \times 0,40 \\ &= 66 \times 0,30 + 17,10 \times 0,40 = 26,64 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

La section d'encastrement est rectangulaire de hauteur h = épaisseur de la semelle = 0,45m et de largeur b = 1,00m, l'enrobage C = 3cm. La semelle est sollicitée en flexion simple

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 fbc} = \frac{26,64 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,014 < \mu_1 = 0,392 \quad \text{la section est simplement armée.}$$

$$\mu = 0,014 \Rightarrow \beta = 0,993$$

$$A = \frac{Mu}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{26.64 \times 10^3}{0,993 \times 37 \times 348} = 2.08 \text{ cm}^2$$

Soit 7HA12/ml, avec un espacement de 15cm

* Vérification au cisaillement

On doit avoir

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

$$V_u = (0,167 + 0,110)/2 \times (600 \times 1000) = 17.10 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{17.10 \times 10^3}{1000 \times 370} = 0,046 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Ferrailage de la semelle arrière

Calcul du moment d'encastrement

$$M = F_3 \times 1 + F_4 \times 1,33$$

$$M = 140 \times 1 + 48 \times 1.33 = 204$$

La section d'encastrement est rectangulaire de hauteur $h =$ épaisseur de la semelle $= 0,45\text{m}$ et de largeur $b = 1,00\text{m}$, l'enrobage $C = 5\text{cm}$. La semelle est sollicitée en flexion simple.

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} = \frac{204 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,10 < \mu_1 = 0,392 \quad \text{la section est simplement armée.}$$

$$\mu = 0,10 \Rightarrow \beta = 0,947$$

$$A = \frac{Mu}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{204 \times 10^3}{0,947 \times 37 \times 348} = 16.73 \text{ cm}^2$$

Soit 9HA16/ml = 18.10cm², avec un espacement de 10cm

* Vérification au cisaillement

On doit avoir

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

$$V_u = (0,070 + 0,118)/2 \times (2000 \times 1000) = 188 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{188 \times 10^3}{1000 \times 370} = 0,50 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

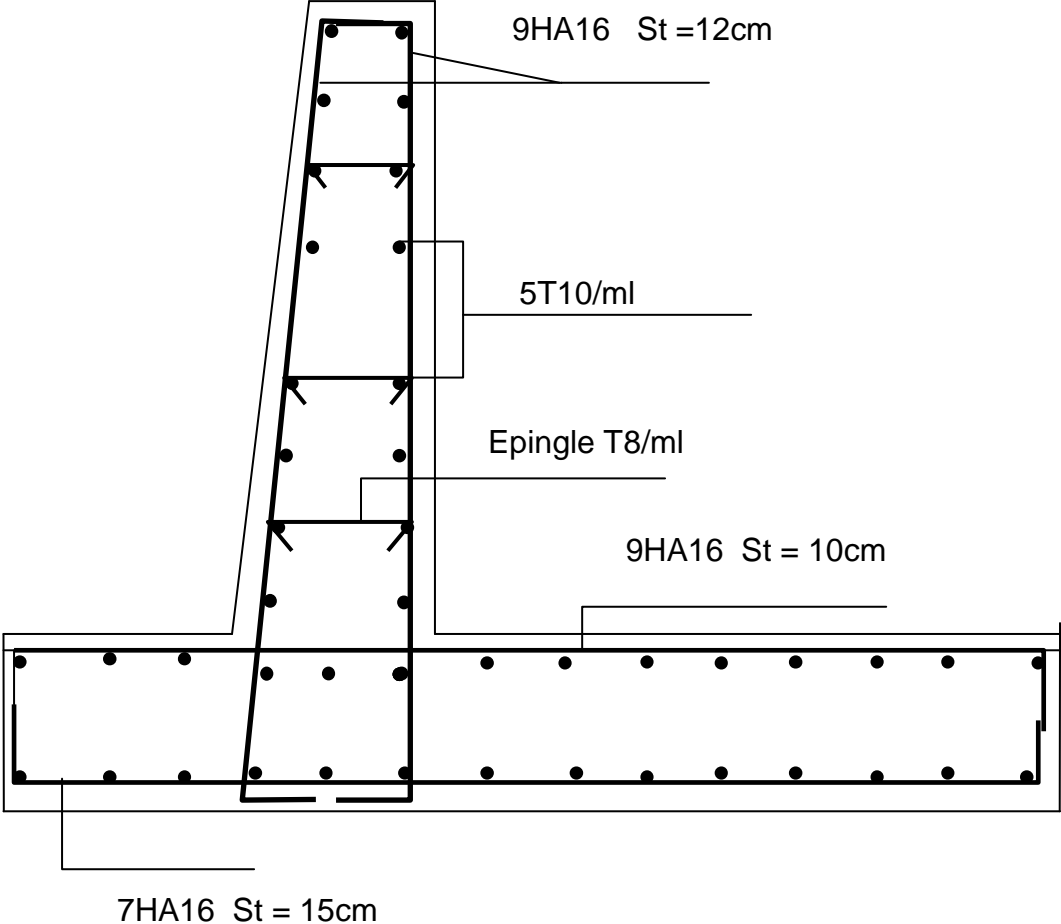


Figure X.6 : Schéma de ferrailage du mur de soutènement.