

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur 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'étude

*En vue d'obtention du diplôme de Master 2 en génie civil.
Option : construction civile et industrielle.*

THEME

*Etude d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation
avec logiciel ETABS*



Dirigé par :
M^r BEN YAHI

Etudié par:
M^{elle} MEZIANI DAHBIA
M^{elle} AMEUR YAMINA

Promotion 2017/2018

Remerciement

Nous remercions avant tout ALLAH, le tout Puissant de nous avoir donné la force nécessaire pour mener ce Projet à terme.

Nous Remercions notre promoteur M^r BEN YAHI de nous avoir encadré, suivi et soutenu tout le long de ce travail.

Nous remercions nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits Pour que nous terminions nos études.

Nos remerciements les plus vifs vont également aux membres du Jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les Enseignants en particulier M^r BOUKAIS et M^r MERAKEB et les travailleurs du département de Génie-Civil.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur Patience, leur compréhension et leur encouragement.

Merci pour tout

Dédicace

Tout d'abord, je remercie Dieu de m'avoir donné le courage et la patience afin de réaliser ce modeste travail.

Je dédie ce modeste travail :

- ❖ A mes chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*
- ❖ A mes adorables frères LOUNES, NASSIM.*
- ❖ A mes très chers cousins et cousines sans exception*
- ❖ A mes chers grands parents*
- ❖ A tous mes amis en particulier NAWEL, AMEL, FATMA, AMEL SADAOUI.*
- ❖ A mes camarades de promo TARIK, BILLY et MASSI qui nous ont énormément aidé.*
- ❖ A ma chère binôme YAMINA ainsi que toute sa famille.*
- ❖ A tous ceux qui m'ont aidé et soutenu de près ou de loin pour la réalisation de ce travail.*

DAHIA

Dédicace

Tout d'abord, je remercie Dieu de m'avoir donné le courage et la patience afin de réaliser ce modeste travail.

Je dédie ce modeste travail :

- ❖ A mes chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin ma mère qui a été à mes cotés et ma soutenu durant toute ma vie et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*
- ❖ A mon adorables frère FARID et très chère sœur ZAKIA*
- ❖ A mes très chers cousins et cousines sans exception .*
- ❖ A mes chers grands parents*
- ❖ A tous mes amis en particulier NAWEL, AMEL.*
- ❖ A mes camarades de promo TARIK, BILLY et MASSI qui nous ont énormément aidé.*
- ❖ A ma chère binôme DAHBIA ainsi que toute sa famille.*
- ❖ A tous ceux qui m'ont aidé et soutenu de près ou de loin pour la réalisation de ce travail.*

YAMINA

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage (1-13)

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments..... (14-31)

Chapitre III : Calcul des éléments :

 III.1 : calcul de l'acrotère..... (32-40)

 III.2 : calcul des planchers..... (41-68)

 III.3 : calcul de séchoir..... (69-78)

 III.4 : calcul de l'escalier..... (79-95)

 III.5 : calcul de la poutre palière..... (96-111)

Chapitre IV : présentation du logiciel()

chapitre V : modélisation et vérifications du RPA()

Chapitre VI : ferrailage des éléments..... ()

 VI.1 : ferrailage des poteaux.....(154-170)

 VI.2 : ferrailage des poutres.....(171-185)

 VI.3 : ferrailage des voiles.....(186-202)

Chapitre VII : études de l'infrastructure.....(203-228)

Conclusion générale

Références bibliographies

I.1 Présentation d'ouvrage

Le projet consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation. Ce bâtiment est implanté à Skikda, elle est classée selon le règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003) comme une zone de moyenne sismicité (ZONE IIa) et de groupe d'usage 2 (ouvrage d'importance moyenne).

I.2 Les composantes de la structure

La structure est composée de :

- RDC
- Cinq étages à usage d'habitation

I.3 Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Les caractéristiques géométriques de notre ouvrage sont relevées du plan d'architecture du projet ces caractéristiques sont données comme suit :

Longueur totale**L = 19,00m**

Largeur totale**l = 29,80 m**

Hauteur du rez-de-chaussée.....**H_{rdc} = 4,08 m**

Hauteur d'étage courant**H_c = 3,06 m**

Hauteur totale**H_t = 19,98 m**

I.4 Eléments de l'ouvrage

1- Ossature :

C'est une Structure dont les éléments verticaux sont constitués de poteaux par apposition au mur.

Le contreventement de l'ouvrage est assuré par deux types de contreventement :

- ✓ Contreventement par portique : structure composée de poteaux et de poutres rigidement liés, il est destiné à prendre les charges et les surcharges verticales et horizontales de la structure.
- ✓ Contreventement par voile : élément porteur rigide en béton armé disposés dans les deux sens, assurant la stabilité sous l'action des charges horizontales et les transmettre aux fondations.

2- Les planchers

Ce sont des éléments planes limitant les différents niveaux d'un bâtiment ils ont un rôle essentiel :

- Transmission et répartition de différentes charges aux éléments structuraux
- Résistances aux différents types de charges (permanente et surcharge)
- Une isolation thermique et acoustique qui peut être assurée complètement par un faux plafond ou un revêtement de sol approprié
- Planchers en corps creux
- Planchers en béton armé (balcon ...)

3- Maçonnerie

C'est un ouvrage composé de matériaux (briques pierres moellons ...) unis par un liant (mortier, plâtre, ciment ...)

La structure est munie de deux types de murs, qui sont les suivants

a) Murs extérieurs :

Les façades extérieures sont réalisées en double cloisons en briques. Creuses de 10cm pour la cloison externe et de 10cm pour la cloison interne et d'une lame d'air de 5cm

b) Murs intérieurs : sont réalisés en simple cloison de brique creuse de 10cm d'épaisseur

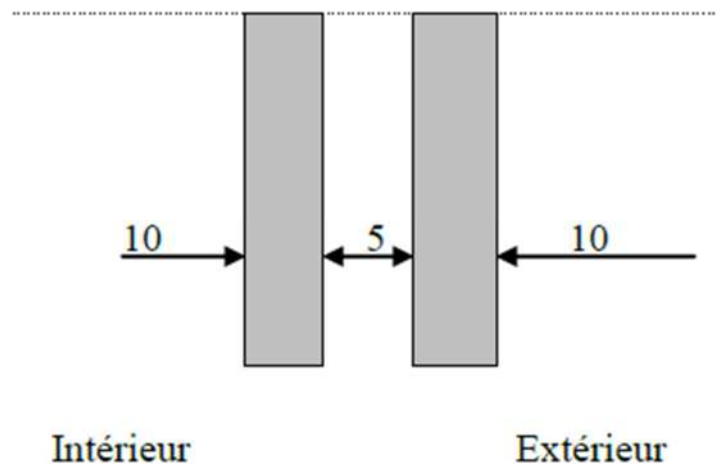


Fig.I.1 Coupe verticale du mur

4- Revêtement

Ils sont réalisés en :

- Enduit en plâtres pour les murs intérieurs et les plafonds
- Carrelages scellé pour les planchers et les escaliers
- Mortier de ciment pour les murs de façades extérieures et les cages d'escaliers
- Céramique pour cuisine et salle d'eau

5- Escaliers :

Ce sont des ouvrages permettant le déplacement entre les différents niveaux, il est composé d'un palier et d'une paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place. Le coulage s'effectuera par étage.

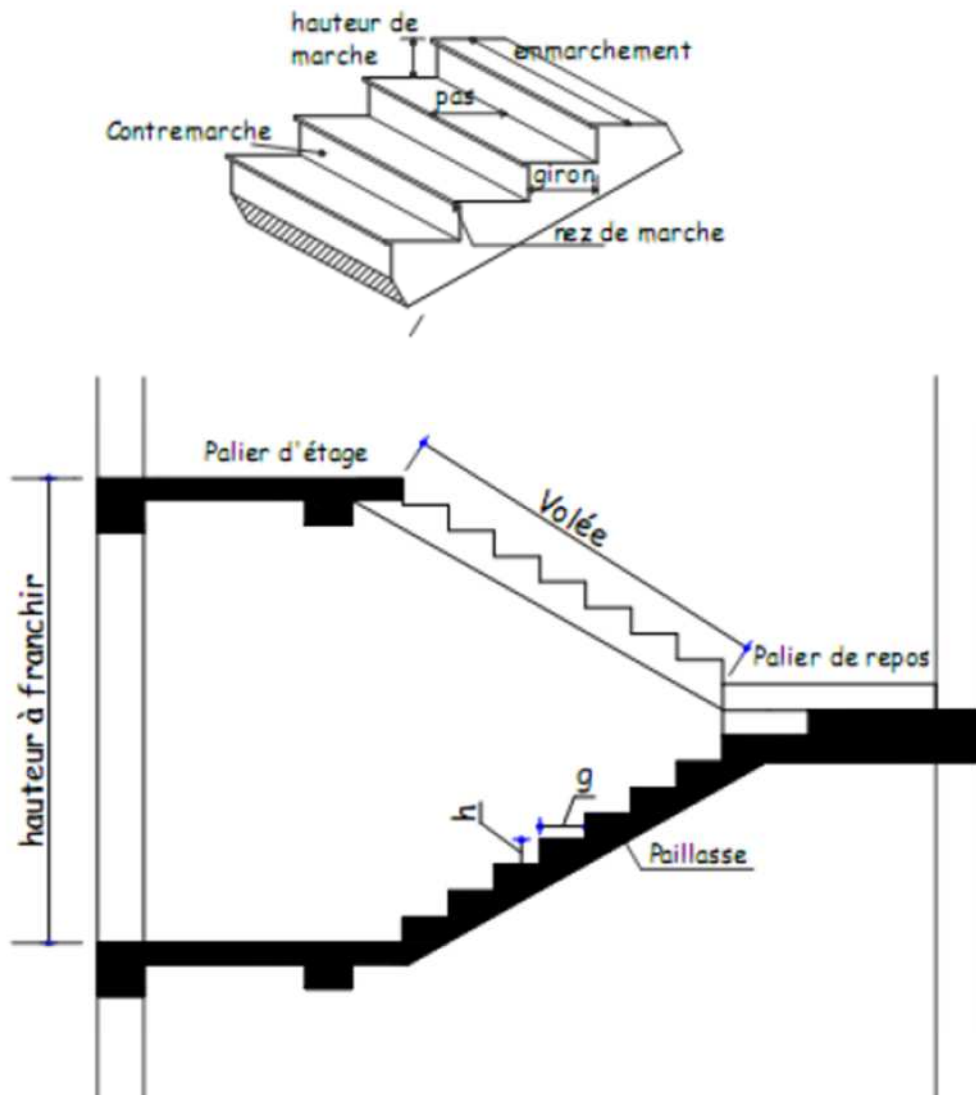


Fig.I.2.Escaliers

6- L'acrotère

Muret pour les terrasses, qui seront entourée d'un acrotère de 60cm de hauteur et 10cm d'épaisseur

7- Système de coffrage

Nous avons deux types de coffrages :

- Coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution
- Coffrage en bois pour les portiques

8- Fondation

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Pour cela on utilise soit des semelles isolées, des semelles filantes, un radier général ou des semelles sur pieux.

Le choix se base sur l'importance de l'ouvrage, la qualité du sol (contrainte admissible) et les chargements.

I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Pour la conception de l'ouvrage essentiel sont à utiliser, à savoir le béton et l'acier, Nos calculs seront conformes aux règlements suivant :

- . Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 / version 2003).
- . Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91 révisées 99).
- . Document Technique Réglementaire (DTR B.C. 2.2) : Charges permanentes et charges d'exploitation.
- . Document Technique Réglementaire (DTR B.C. 2-41) : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A. 93).
- . Document Technique Réglementaire (DTR-B.E. 1.31) : Règles d'exécution des travaux de fondations superficielles.

I.5.1 Béton :

Le béton est le produit industriel le plus utilisé dans le monde à l'heure actuelle, fabriqué et mis en place en phase liquide, il durcit et se consolide dans un deuxième temps se qui permet des réalisations techniques extrêmement variées. De plus il présente des caractéristiques de résistance et de longévité particulièrement importantes. Ce dernier est un mélange de granulats (sable + granulats) d'un liant hydraulique qui est le ciment et l'eau de gâchage de point de vue mécanique, ce dernier est défini par sa résistance à la compression qui varie avec granulométrie, le dosage en ciment et l'âge de béton.

➤ Les composants de béton :

- **Le ciment :**

Est un liant hydraulique obtenu à partir d'une poudre fine mélangée à de l'eau en formant une pâte qui durcit, même sous l'eau.

- **L'eau de gâchage :**

L'eau utilisée doit être propre .l'eau potable convient toujours, tandis que l'eau de mer plutôt à proscrire. Tout excès se traduit par une augmentation du retrait, une augmentation de porosité et une chute de résistance.

- **Les granulats :**

Ce sont des agrégats représentant un rôle important dans un béton, ils apportent la consistance, le volume et la résistance, leur taille est comprise entre 0 et 125 mm, leur nature et leur forme varient en fonction de gisement et des techniques de production

- **Les adjuvants :**

Ce sont des produits chimiques qu'on ajoute au béton frais en faible quantité pour modifier ou améliorer ces propriétés selon le besoin. Comme exemple les plastifiants, les retardateurs ou les accélérateurs de prise, les entraîneurs d'air.

I.5.1.1 Résistance caractéristique du béton a la compression f_{cj} :

Le béton est défini par sa résistance a la compression f_{cj} avec j : Age du béton .Il est souvent classé selon sa résistance caractéristique, elle est déterminée par des essais de compression sur des éprouvettes normalisées cylindriques $16 \times 32 \text{ cm}^2$ définie a 28 jours d'âge le durcissement notée f_{c28}

pour l'étude de ce projet on prend : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge de 28 jours la résistance à la compression est calculée par les formules suivantes :

$$\left. \begin{aligned} f_{cj} &= \frac{j}{4,76+0,83j} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} &= \frac{j}{1,40+0,95j} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \text{BAEL91/A.2.1.11}$$

I.5.1.2 Résistance caractéristique du béton a la traction :

La résistance du béton a la traction à j : jour, notée f_{tj} et donnée par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \dots \dots \dots (\text{BAEL91/Art.2.1.12})$$

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{c28} < 60 \text{ MPa}$.

$$\text{Dans notre cas : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

I.5.1.3 Module de déformation longitudinale du béton (module d'élasticité)

Ce module est connu sous le nom de <module de Young ou module de déformation Longitudinale qu'on peut définir sous l'action des contraintes normales d'une longue durée Ou d'une courte durée d'application d'après le (BAEL91) il existe deux modules de déformation longitudinale :

a) Déformation longitudinale instantanée E_{vj} :

Il est mesuré à partir d'un test de courte durée (la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures), il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ Avec } (E_{ij}, f_{cj}) \text{ en MPa. (BAEL91/Art2.1 ,21)}$$

$$\text{Pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}.$$

b) Déformation longitudinale déferée (E_{vj}) :

Il est mesurée à partir d'un test de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire.

On utilise le module déferée qui prend en compte les déformations du fluage du béton

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)} \dots \dots \dots \text{(BAEL91/Art.2.1 ,22)}$$

$$\text{Pour : } f_{cj} = 25 \text{ MPa on a } E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$$

I.5.1.4 Module de déformation transversale du béton(G) :

Le module de déformation transversale notée « G » est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \dots \dots \dots \text{(BAEL91/Art A2. 1. 1.3)}$$

Avec :

E : module de Young

ν : coefficient de poisson.

- **Coefficient de poisson (BAEL/A2.1, 3) :**

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale :

$$\nu = \frac{\Delta d}{d} / \frac{\Delta l}{l}$$

$\frac{\Delta l}{l}$: Déformation longitudinale.

$\frac{\Delta d}{d}$: Déformation transversale.

- $\nu = 0,2$ à l'état limite de service (béton non fissuré).
- $\nu = 0$ à l'état limite ultime (béton fissuré).

1- Contraintes limites :

• Etats limites :

Un état limite est une situation au-delà de laquelle un ensemble d'éléments de la structure n'assure plus la fonction pour laquelle il est conçu. On distingue deux états limites :

❖ Etat limite ultime(ELU) :

Il s'agit de l'état lequel la valeur maximale de la capacité portante et son dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage, les phénomènes correspondants à cet état sont :

- La rupture locale ou globale.
- La perte d'équilibre statique.
- La Perte de stabilité de forme.

a- La contrainte limite ultime à la compression :

La contrainte correspond a l'état limite ultime s'écrit :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \text{ Avec :}$$

γ_b : Coefficient de sécurité

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,15 \text{ cas des situations accidentelles.} \\ \gamma_b = 1,5 \text{ cas des situations durables ou transitoires.} \end{array} \right.$$

f_{c28} : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28jours.

θ : Coefficient d'application des actions considérées

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \text{ si la durée d'application des actions est supérieure à 24h (T > 24h).} \\ \theta = 0,9 \text{ si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h (1h < T < 24h).} \\ \theta = 0,85 \text{ si la durée d'application des actions est inférieure à 1h (T < 1h).} \end{array} \right.$$

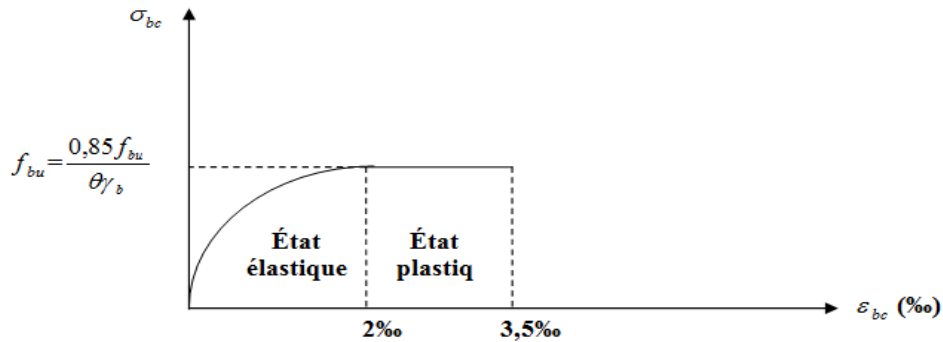


Fig. I.3 Diagramme de contrainte déformation du béton à l'ELU

A j = 28 jours

- Cas courant : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $\gamma_b = 1,5$; $\theta = 1 \implies f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$.
- Cas accidentel : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $\gamma_b = 1,15$; $\theta = 0,85 \implies f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$.
- D'une partie en courbe parabolique, la déformation relative limitée à 2‰ (état élastique).
- D'une partie rectangulaire (état plastique).

Le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit «parabole rectangle ».

Le diagramme est composé :

D'une partie parabolique où la déformation relative est limitée à 2 ‰ (Etat élastique).

D'une partie rectangulaire où $2 \text{ ‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5 \text{ ‰}$ (Etat plastique).

b- La contrainte tangente conventionnelle est donnée par la formule suivante :

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

- ✓ **V_u** : effort tranchant à l'ELU dans la section.
- ✓ **b₀**: largeur de l'âme.
- ✓ **d=0,9h** : position des aciers tendus.
- ✓ **$\tau_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$** pour la fissuration peu nuisible.

- ✓ $\tau_u = \min (0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPA})$ pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

❖ Etat limite de service (ELS)

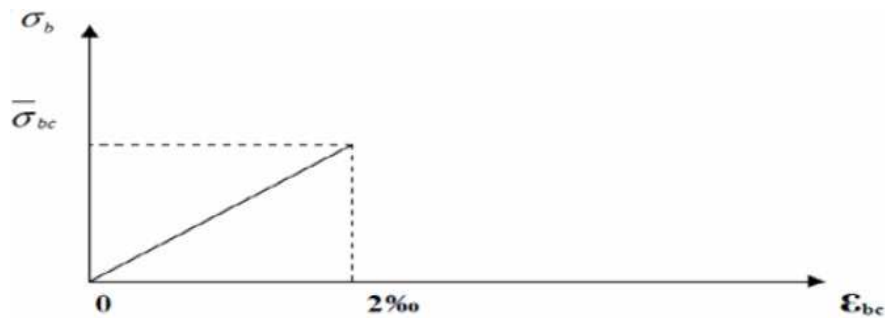
L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- ✓ L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton (éclatement)
- ✓ L'état limite de service d'ouverture des fissures. (ouvertures)
- ✓ L'état limite de service de déformation. (flèche)

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28}$$

Pour notre cas, on a : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$



FigI.4 Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS

• Poids volumique du béton :

Le poids volumique du béton est de l'ordre de :

- ✓ 2300 à 2400 daN/m³ s'il n'est pas armé.
- ✓ 2500 daN/m³ s'il est armé.

I.5.2 Les aciers :

Les armatures du béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface.

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression.

- **Les aciers à haute adhérence (HA) :**

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe en MPa	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement ψ
Acier en barre	Haute adhérence FeE400	H A	400	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL 520($\Phi < 6$)	T S	520	1,3	1

Tab I.1 : Les aciers à haute adhérence (HA)

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence de avec un acier de nuance fe E400 = type1:fe=400 MPa.

- **Treillis soudé :**

Ce sont des grillages en fils écrouis se croisant perpendiculairement et soudés électriquement en leurs points de croisement .les espacements entre axes sont égaux



Fig.I.5 treillis soudé

I.5.2.1 Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

$$E = 2 \times 10^5 \text{ [MPa]} \dots\dots\dots (\text{BAEL Art.A.2.2,1})$$

❖ **Coefficient de poisson des aciers :**

Il est pris égale à : $\nu = 0,3$

I.5.2.2 Contraintes limites :

a) **Contraintes limite à l'ELU :**

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

- f_e : Contrainte limite d'élasticité.
- $\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.
- γ_s : Coefficient de sécurité.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ situation durable.} \\ \gamma_s = 1 \quad \text{situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

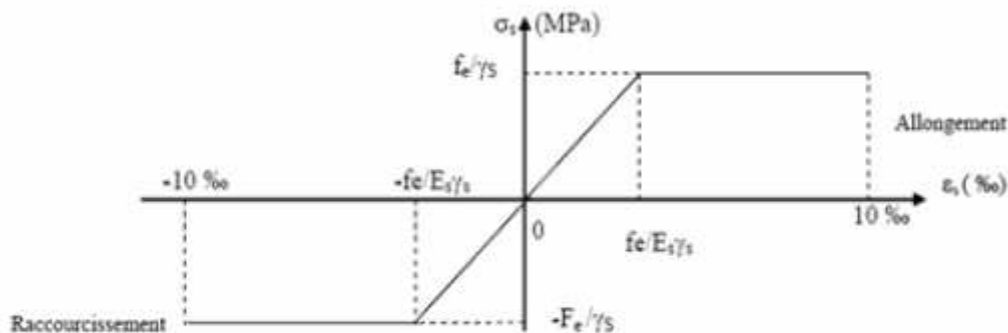


Fig I 6 : Diagramme contrainte déformation de l'acier

b) **Contraintes limite à l'ELS :**

Il est nécessaire de réduire le risque des fissures, pour limiter l'ouverture de ces dernières, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service. D'après **BAEL91/Art 4.5.3** on distingue trois cas de fissures :

1. Fissuration peu nuisible : (BAEL91/Art 4.5.3.2) :

Aucune vérification n'est nécessaire car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.

2. Fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art 4.5.3.3) :

C'est le cas des éléments exposés aux intempéries, il y a risque d'infiltration. Dans ce cas, la contrainte est limitée comme suit :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

3. Fissuration très préjudiciable : (BAEL91/Art 4.5.3.4) :

Dans le cas d'un milieu agressif où une bonne étanchéité doit être assurée. Dans ce cas la contrainte traction des armatures est limitée à :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

η : Coefficient de fissuration.

- $\eta=1,6$ pour la haute adhérence (HA) de diamètre ≥ 6 mm.
- $\eta=1,3$ pour les hautes adhérences (HA) de diamètre <6 mm.
- $\eta=1,0$ pour les aciers ronds lisses.

I.5.2.3 Protection des armatures : (BAEL/91 Art 7.2.4) :

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

- $C \geq 5\text{cm}$ pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3\text{cm}$ pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 1\text{cm}$ pour les parois situés dans les locaux couverts et clos non exposés aux condensations.

II . Introduction :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, nous passerons aux pré dimensionnement des éléments.

Ce calcul préliminaire concerne les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles, en utilisant le règlement RPA99 (édition 2003) et BAEL91 (modifié 99).

II.1 Les plancher :

Le plancher est un élément de la structure d'un bâtiment. Il s'agit d'un élément porteur horizontal qui prend appui sur les éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ou sur des éléments horizontaux (poutres).

- ✓ La hauteur totale du plancher est donnée par la relation suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

Avec :

L_{\max} : Portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

h_t : Hauteur total des planchers.

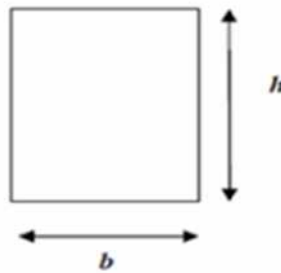
Dans notre cas : $L_{\max}=380-25=355\text{cm}$.

$$h_t \geq \frac{355}{22.5} = 15,77\text{cm}.$$

on adopte pour un plancher d'épaisseur : **$h_t=(16+4)\text{cm}$** .

Donc :

- **16[cm]** la hauteur du corps creux.
- **4[cm]** la hauteur de la dalle de compression.

II.2- Les poutres :**Fig.II.1 : Schéma de la poutre**

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les deux conditions suivantes

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La hauteur } \frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10} \\ \text{La largeur } 0,4h \leq b \leq 0,7h \end{array} \right.$$

II.2.1 Les poutres principales :

Ce sont les poutres porteuses sur lesquelles reposent les poutrelles.

✓ Hauteur :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après (RPA2003-Art 7-5-1)

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

$$L_{max} = 425 - 25 = 400 \text{ cm}$$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10} \rightarrow \frac{400}{15} \leq h_t \leq \frac{400}{10} \rightarrow 26,67 \leq h_t \leq 40$$

Donc on prend $h_t = 35\text{cm}$

- ✓ Largeur :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \rightarrow (0,4 \times 35) \leq b \leq (0,7 \times 35)$$

$\rightarrow 14 \leq b \leq 24,5$ Donc on prend $b = 30$ cm

- La section de la poutre principale est : $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

II.2.2 Les poutres secondaires :

Ce sont les poutres parallèles aux poutrelles leurs rôle est d'assurer le chaînage.

- ✓ La hauteur : $L_{max} 380 - 25 = 355$ cm

$$\frac{355}{15} \leq h_t \leq \frac{355}{10} \rightarrow 23,67 \leq h_t \leq 35,5$$

Donc on prend $h_t = 30$ cm

- ✓ La largeur : $0,4h_t \leq b \leq 0,7 h_t \rightarrow (0,4 \times 30) \leq b \leq (0,7 \times 30)$

$\rightarrow 12 \leq b \leq 21$ Donc on prend $b = 25$ cm

Donc la section des poutres secondaires est : $(25 \times 30) \text{ cm}^2$

Vérifications des conditions exigées par le RPA99 Modifié en 2003 :

Pour les poutres principales :

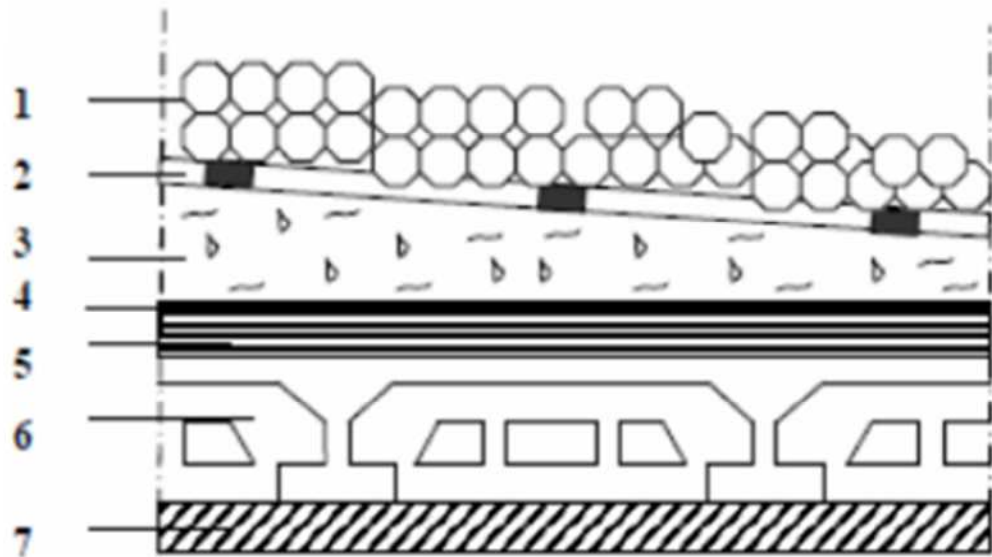
- ✓ $h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ (vérifié)
- ✓ $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ (vérifié)
- ✓ $h_t/b = 35/30 = 1,16 \leq 4$ (vérifié)

Pour les poutres secondaires :

- ✓ $h_t = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ (vérifié)
- ✓ $b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ (vérifié)
- $h_t/b = 30/25 = 1,20 \leq 4$ (Vérifié)

II-2.3 Détermination des charges permanentes et surcharges :**A) les charges permanentes :**

❖ **Les planchers :** nous possédons deux types de planchers

a) plancher terrasse

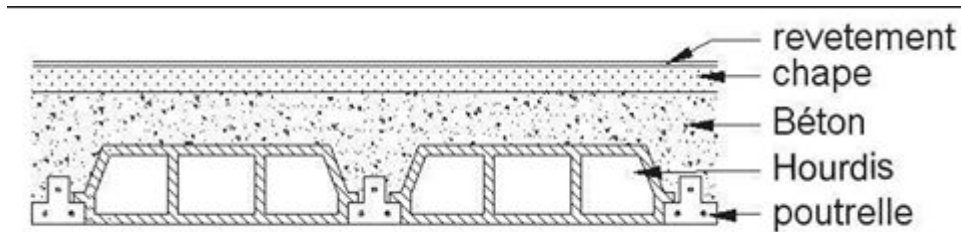
FigII.2 coupe verticale du plancher terrasse

Les charges permanentes sont résumées dans le tableau ci-dessous :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique $\gamma(KN/m^3)$	Charges $G (KN/m^2)$ $G=ep\rho$
1	Couches de gravillon	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multi couches	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique liège	0.04	4	0.16
4	Feuille depolyane	1	0.01	0.01
5	Forme de pente	0.07	22	1.54
6	Plancher en corps creux	0.16+0.04	13	2.60
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_t				5.63

Tableau II.1 : Charge permanentes (G) Plancher terrasse

b) Plancher étage courant :



FigII.3 : Coupe verticale du plancher d'étage courant

Les charges permanentes sont résumées dans le tableau suivant :

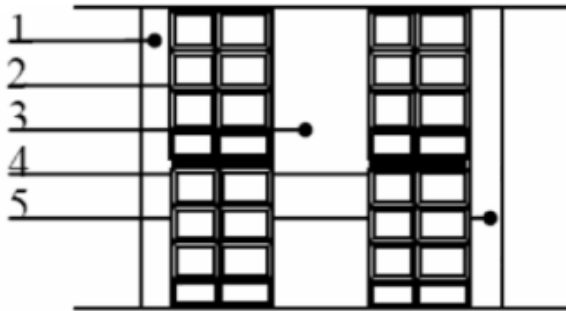
N°	Eléments	Épaisseur (m)	Poids volumique $\gamma(KN/m^3)$	Charges $G (KN/m^2)$ $G= e\rho x \gamma$
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.44
2	Mortier de pose	0.03	22	0.66
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher en corps creux	0.16+0.04	13	2.60
5	Les cloisons intérieures	0.1	09	0.90
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_c				5.16

Tableau(II.2) : Charges permanentes (G) étage courant.

❖ **Maçonnerie :**

Il y a deux types de murs, murs extérieurs et murs intérieurs :

a) **Murs extérieurs :**



FigII.4 : Coupe verticale d'un mur extérieur.

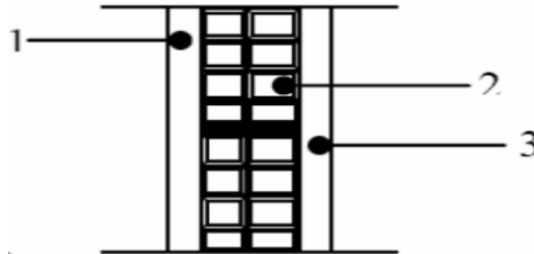
N°	Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique $\gamma(KN/m^3)$	Charges $G (KN/m^2)$
1	Enduit du ciment	0.02	18	0.36
2	Briques creuses	0.10	09	0.90
3	Lame d'air	0.05	00	0.00
4	Briques creuses	0.10	09	0.90
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale Gm_{ex}				2.36

Tableau (II.3) : Charges permanentes (G) aux murs extérieurs

Cette charge verticale de 2.36 kN/m² du mur extérieur s'applique sur les poutres périphériques (poutre principale et poutre secondaire) donc:

Exemple pour le RDC : $q=2.36 \times h_e = 2.36 \times 3,75 = 8,85\text{KN/ml}$. Avec $h_e = (4.08-0.35) \text{ m}$

b) Murs intérieurs :



FigII.5 : Coupe verticale d'un mur intérieur

N°	Désignation de l'élément	L'épaisseur(m)	r KN/m2/cm)	Charges G (KN/m ²)
1	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale G_{mint}				1.30

Tableau (II.4) : Charges permanentes (G) aux murs intérieurs.

B) Charges d'exploitation :

Comme nous l'avons déjà fait pour les charges permanentes nous déterminons les surcharges d'exploitations relatives aux différents éléments déjà donnés.

Elles sont résumées dans le tableau suivant :

Eléments	Surcharges $Q(KN/m^2)$
Acrotère	1.00
Plancher terrasse inaccessible	1.00
Plancher d'étage courant	1.5
Escalier	2.5

Tableau(II.5) : Charges d'exploitation (Q).

II.3 Les poteaux :

Ce sont les éléments porteurs leur rôle est de transmettre aux fondations les efforts verticaux provenant de la superstructure. Leurs pré dimensionnement se fera à l'ELS en compression simple, en considérant qu'un effort normal sera appliqué sur la section de béton du poteau le plus sollicité et cette section transversale sera donnée par la relation suivante :

$$S = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

La combinaison des charges sera exprimée par la relation suivante :

$$N_s = G + Q$$

- ✓ N_s : l'effort normal de compression a la base du poteau
- ✓ s : la section transversale du poteau
- ✓ G : charge permanente
- ✓ Q : surcharge d'exploitation
- ✓ σ_{bc} : contrainte limite de compression du béton

$$\text{Avec } \sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{Mpa}$$

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

- $\text{Min}(hl, bl) \geq 25\text{cm}$ Zone **I et IIa**.
- $\text{Min}(hl, bl) \geq 30\text{ cm}$Zone **III et IIb**.
- $\text{Min}(hl, bl) \geq \frac{he}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{bl}{hl} < 4$.

L'effort normal « Ns » sera déterminé a partir de la descente de charge .On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment ,

II.3.1 Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité :

❖ Surface d'influence :

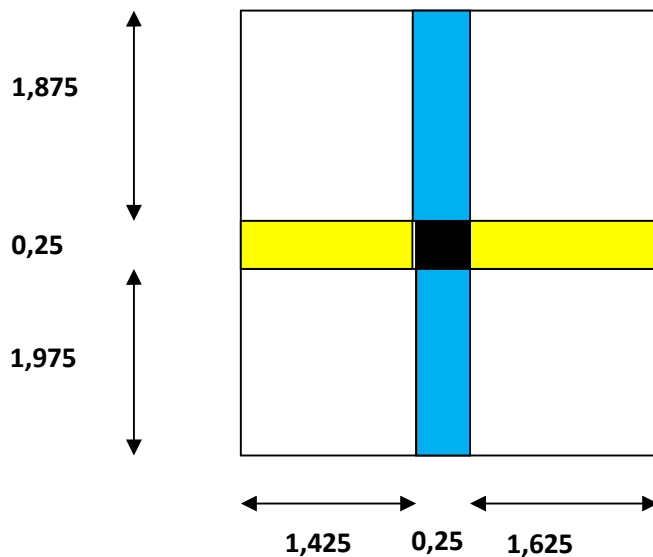


Fig.II.6 Surface d'influence

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

$$S_1=1,425 \times 1,975=2,81m^2$$

$$S_2=1,625 \times 1,975=3,21m^2$$

$$S_3=1,425 \times 1,875=2,67m^2$$

$$S_4=1,875 \times 1,625=3,05m^2$$

$$\text{Donc : } S = 2,81 + 3,21 + 2,67 + 3,05 = 11,74m^2$$

II.3.2 Détermination du poids propre des éléments :

Avec : $\rho=25 \text{ KN} / m$

a- Poids propre des planchers :

Plancher	Surface d'influence $S (m^2)$	Charges $G (KN/m^2)$	Charges permanente du plancher $P (KN)$
Terrasse	11,74	5,63	$P = G \times S = \underline{66,09}$
Etage courant	11,74	5,16	$P = G \times S = \underline{60,58}$

Tableau II.6 : Charges permanentes des planchers

b- Poids propre des poutres :

Plancher	Charge permanente des poutres G KN	Charge permanente totale des poutres $P_{totale} = GPP + GPS (KN)$
Poutres principales	$Gpp = [(0,35 \times 0,30 \times 4,1)] \times 25 = \underline{10,76}$	$P_{totale} = 10,76 + 6,19 = 19,95$
Poutres secondaire	$Gps = [(0,30 \times 0,25 \times 3,3)] \times 25 = \underline{6,19}$	

Tableau II.7 : Charges permanentes des poutres

a) poids propres des poteaux :

Min (b, h) ≥ 25 cm en zone IIa

- h_{libre} (étage courant) = 3,06 - 0,35 = **2,71m**
- h_{libre} (RDC) = 4,08 - 0,35 = **3,73m**.
- 1er à 5ème étage : PP /ét = 0,25 x 0,25 x 25 x 2,71 = **4,23KN**.
- RDC : PP/RDC = 0,25 x 0,25 x 25 x 3,73 = **5,82KN**.
- $h_{\text{libre}} = h_{\text{étage}} - h_{pp}$

avec h_{pp} : la hauteur de la poutre principale

II.3.3 Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression :

Le règlement Algérien (DTR B.C.2.2) exige l'application de dégression des surcharges D'exploitations sur des bâtiments à grand nombre d'étages; où les occupations des divers Niveaux peuvent être considérées comme indépendants. Pour les bâtiments à usage D'habitation, cette loi s'applique entièrement sur tous les niveaux. La loi de dégression est :

$$\Sigma Q = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \text{ Pour } n \geq 5$$

Et dans notre cas nous avons la même charge d'exploitation pour tout les étages donc cette loi de dégression sera équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites des proportions indiquées comme ainsi :

Niveau	terrasse	4	3	2	1	RDC
Coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80

Tableau II.8 : Coefficients des surcharges

a) Surcharge d'exploitation

- ✓ étage courants: $Q \times S = 1,5 \times 11,74 = \mathbf{17,61KN}$.
- ✓ Terrasse: $Q \times S = 1 \times 11,74 = \mathbf{11,74KN}$

➤ Les surcharges cumulées Q_n :

Niveaux	Opérations	Résultats
Terrasse	$Q_0=1 \times 11,74$	11,74
Niveau4	$Q_1 = 11,74 + 17,61$	29,35
Niveau3	$Q_2 = 11,74 + 0,95 (2 \times 17,61)$	45,20
Niveau2	$Q_3 = 11,74 + 0,90 (3 \times 17,61)$	59,29
Niveau1	$Q_4 = 11,74 + 0,85 (4 \times 17,61)$	71,61
RDC	$Q_5 = 11,74 + 0,80 (5 \times 17,61)$	82,18

Tableau II.9 : dégression verticale des surcharges d'exploitation

Charges permanentes (KN)					Efforts normaux N=Gc+Qc(KN)		Section du poteau (cm ²)		
	Plancher	Poutres	poteaux	G _{totale}	G _{cum}	Q _i	Ns=Gc+Q _i	S _{min} =Ns/ σ _{bc}	Section adoptée
Terrasse	66,09	19,95	0	86,04	86,04	11,74	97,78	65,19	30 × 30
4	60,58	19,95	4,23	84,76	170,8	29,35	200,15	133,43	30 × 30
3	60,58	19,95	4,23	84,76	255,56	45,20	300,76	250,50	35 × 35
2	60,58	19,95	4,23	84,76	340,32	59,29	399,61	266,40	35 × 35
1	60,58	19,95	4,23	84,76	425,08	71,61	496,69	331,13	35 × 35
RDC	60,58	19,95	5,82	86,35	511,43	82,18	593,61	395,74	40 × 40

Tableau II.10 : résumé des sections obtenues pas la descente de charge

II.3.4 Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA

RPA99 (Art 7.4.1).

Poteaux	Conditions exigées par (RPA)	Valeur calculée et vérification	Observation
30x30	$\min (b_1, h_1) \geq 25$	Min (b, h) = 30cm=25cm.	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3\text{cm} < 30\text{cm}.$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b_l}{h_l} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b_l}{h_l} = \frac{30}{30} = 1 < 4$	Condition vérifiée

35x35	$\text{Min} (b, h) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min} (b, h) = 35\text{cm} > 25\text{cm}.$	Condition vérifiée
	$\text{Min} (b,h) \geq \frac{he}{20}$	$\frac{he}{20} = \frac{306}{20} = 15.3\text{cm} < 35\text{cm}.$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{bl}{hl} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{bl}{hl} = \frac{35}{35} = 1 < 4$	Condition vérifiée
40x40	$\text{Min} (b, h) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min} (b, h) = 40\text{cm} \geq 25\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\text{Min} (b, h) \geq \frac{he}{20}$	$\frac{he}{20} = \frac{306}{20} = 15.3\text{cm} < 40\text{cm}$ $\frac{he}{20} = \frac{408}{20} = 20.4\text{cm} < 40\text{cm}$	Condition vérifiée

Tableau II.11: Vérification des sections des poteaux aux recommandations

Vérification au flambement

Lorsqu'un poteau élancé est soumis a un effort de compression, il se produit un phénomène d'instabilité transversale c'est le flambement.

Cette instabilité dépend de :

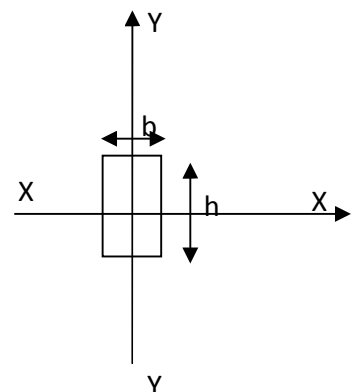
- La longueur de flambement.
- La section (caractéristiques géométriques).
- La nature des appuis.

Il faut vérifier l'élancement λ des poteaux : $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50.$

Avec :

L_f : longueur de flambement ($L_f = 0.7 L_0$) ;

i : rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$) ;



L_0 : hauteur libre du poteau ;

S : section transversale du poteau ($b \times h$) ;

I : moment d'inertie du poteau ($I_{yy} = \frac{hb^3}{12}$; $I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$).

D'où :

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{xx}}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{h^2}{12}}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{h}$$

- Pour le RDC, (poteaux 40× 40) ; $l=4,08m$; $\lambda =24,73 < 50$
- Pour le 1^{er} 2eme 3eme étage (poteaux 35x35) ; $l=3.06m$; $\lambda =21,20 < 50$
- Pour le 4eme et le 5eme étage (poteaux «30x30) ; $l=3,06m$; $\lambda = 24,73$

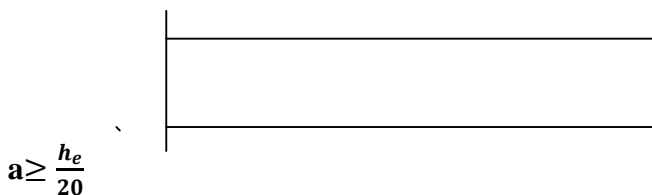
Toutes les valeurs de λ étant inférieurs à 50, il n'y a aucun risque de flambement.

II.4 voiles (RPA99/7.7.1):

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, leurs rôle est de reprendre une partie des charges verticales d'une part et d'autre part assurer la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales.

Le pré dimensionnement doit respecter les conditions exigées par le RPA 99 (version 2003)

- ❖ L'épaisseur : elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage et de la condition de rigidité aux extrémités



✓ Pour le RDC :

$$h_e = h - h_{pp}$$

avec:

h : hauteur de l'étage

h_{pp} : la hauteur de la poutre principale

$$h \text{ (RDC)=408 cm}$$

$$h_e = 408 - 35 = 373 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{388}{20} = 19,4 \text{ cm}$$

✓ Pour l'étage courant:

$$h_e = h - h_{pp}$$

$$h_e = 306 - 35 = 271 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{271}{20} = 13,55 \text{ cm}$$

On prend une épaisseur de 20 cm pour tous les voiles.

- La longueur : pour que les voiles assurent un bon fonctionnement il faut que leurs longueur (l) soit égale au moins a quatre fois leurs épaisseur (a).

$$l_{\min} \geq 4 \times a$$

l_{\min} : portée minimale des voiles.

$$l_{\min} = 140 \text{ cm} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

Conclusion :

Dans ce chapitre, on a :

Présenté les différents éléments constitutifs de notre structure dont on effectuera les Pré dimensionnements suivants :

❖ **Les planches:** $ht=20$ cm

❖ **Les poutres :**

- Poutres principales (30×35) cm^2
- Poutres secondaires (25×30) cm^2

❖ **Les poteaux:**

- Le RDC $(40 \times 40)cm^2$
- 1^{er} 2^{eme} et Le 3^{eme} étage $(35 \times 35)cm^2$
- le 4^{eme} et le 5^{eme} étage (30×30) cm^2

❖ **Les voiles :** $a = 20$ cm.

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs au prochain chapitre.

Ce chapitre concerne le calcul des éléments secondaires comme : l'acrotère, les planchers, les escaliers.

Le calcul se fera conformément aux règles BAEL 91(modifié 99) et le RPA.

III.1-Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, elle sera assimilée à une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre G et à une force latérale due à la main courante appliquée horizontalement ($Q = 1 \text{ kN/ml}$)

Provoquant un moment de renversement dans la section d'encastrement.

Le calcul des armatures se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS pour une bande d'un mètre soumise à la flexion composée.

III.1.1 Détermination des sollicitations :

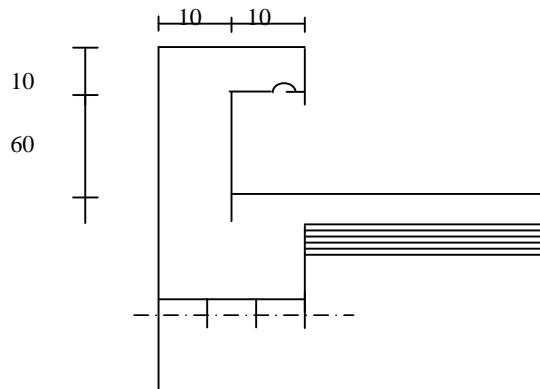


Fig III.1.1 : Coupe verticale de l'acrotère

✓ **Poids propre « G » :** $G = \rho \times S$

La détermination des sollicitations se fait pour une bande de 1m de largeur.

$G = \rho \cdot S \cdot 1 \text{ m}$

avec :

ρ : masse volumique du béton = 25 kN/m^3

S : section longitudinale de l'acrotère

$$G = 25 \left[(0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,1) \right] = 1,75 \text{ kN/ml}$$

✓ **Surcharge d'exploitation « Q » :**

$Q = 1,00 \text{ kN/ml}$

III.1.1.1-Les efforts internes :

a) **Effort normal dû au poids propre « G » :**

$$N_G = G \times 1 \text{ ml} = 1,75 \text{ kN.}$$

b) **Moment de flexion (renversement) dû à la main courante « Q » :**

$$M_Q = Q \times H \times 1 \text{ ml} = 1,00 \times 0,6 \times 1 = 0,60 \text{ kN.m.}$$

c) Effort tranchant dû à la main courante « Q » :

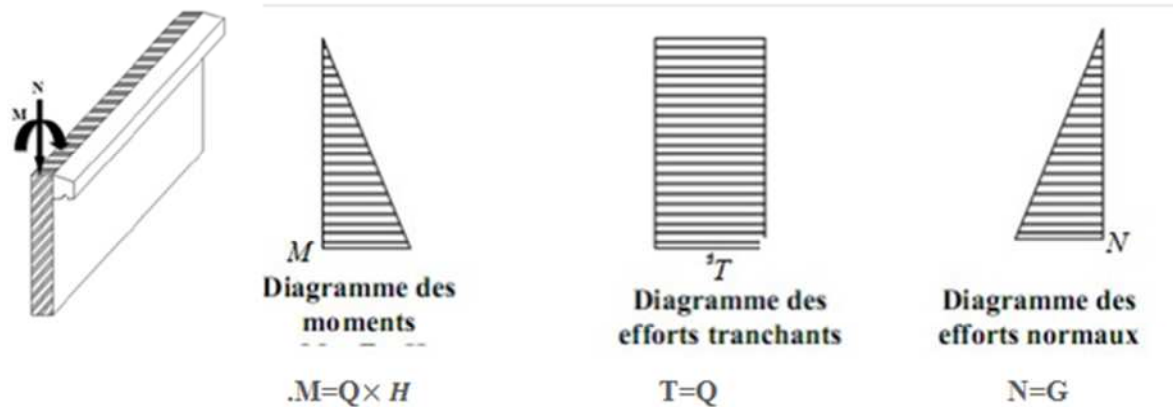


Fig.III.1.2: Diagrammes des efforts internes.

III.1.1.2-Combinaisons des efforts (art A.3.2.2, BAEL) :

➤ **ELU** : $N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q$

- Effort normale du a G :

$$N_u = 1,35 \times 1,75 = 2,36 \text{ KN}$$

- Effort tranchant :

$$T_u = 1,5 \times 1,00 = 1,5 \text{ KN.}$$

- Moment de renversement du a Q :

$$M_u = 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KNm}$$

➤ **ELS** : La combinaison considérée est : $N_s = G + Q$

- Effort normal du a G

$$N_s = G = 1,75 \text{ KN}$$

- Effort tranchant :

$$T_s = T_Q$$

$$T_s = 1,00 \text{ KN}$$

- Moment de renversement: $M_s = 0,6 \text{ KN.m.}$

III.1.2- Le Ferrailage :

On étudie une section rectangulaire soumise à l'effort normal $\langle\langle N \rangle\rangle$ et un moment de renversement $\langle\langle M \rangle\rangle$; Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1[m]

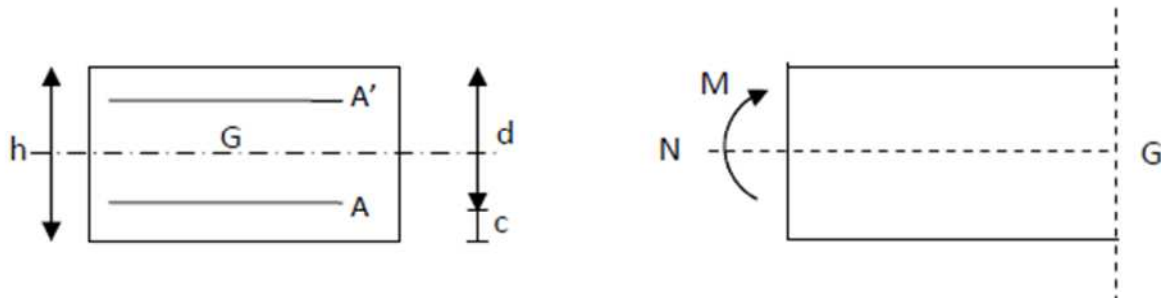


Fig.III.1.3 : Section de calcul

- **Calcul à l'ELU :**

- ✓ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = M_u / N_u$$

Avec :

e : excentricité, distance entre le centre de gravité de la section et le centre de pression.

M_u : moment dû à la compression.

N_u : effort de compression

C_p : centre de pression.

C : l'enrobage

$$e_u = (0.9/2,36)100 = 38,13 \text{ cm}$$

$$a = (h / 2) - c = (10/2) - 3 = 2 \text{ cm} .$$

a : la distance entre le CDG et le CDG des armatures tendues.

$$e_u = 38,13 \text{ cm} > 2 \text{ cm}$$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieure de la zone délimitée par les

armatures, donc la section est partiellement comprimée.

❖ **Calcul en flexion simple de la section fictive :**

✓ Calcul du moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u [(h/2) - c]$$

$$M_f = 0,9 + 2,36[(0,1/2) - 0,03] = 0,947 \text{ KN.m}$$

✓ Calcul des armatures fictives

$$M_f = N_u \times g \quad \text{avec : } g = e_u + 0,5h - c$$

$$\mu_u = \frac{M_f}{N_u \times g} = \frac{0,947 \times 1000}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,014$$

$\mu_u = 0,014 < \mu_l = 0,392 \implies$ **La section est simplement armée.**

D'après le tableau : $\mu_u = 0,014 \implies \beta = 0,993$

➤ **Conclusion :**

La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($asc_1 = 0$).

❖ **Armatures fictives :**

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{94700}{0,993 \times 7 \times 384 \times 10^2} = 0,355 \text{ mm}^2$$

✓ **Calcul de la section des armatures réelles en flexion composée :**

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad \text{avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_{st} = 0,355 - \frac{2,36 \times 10^3}{348 \times 10^2}$$

$$A_{st} = 0,287 \text{ cm}^2.$$

III.1.2.2) Vérifications à l'ELU:

❖ **Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL 91) :**

✓ **Armatures principales :**

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : $A_{st} > A_{st \min}$

$$A_{st \min} = \frac{0,23 \cdot f_{t28} \cdot b \cdot d (e_s - 0,45d)}{f_e (e_s - 0,185d)}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

$$f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6$$

$$e_s = \frac{0,6}{1,75} = 0,34\text{m} = 34\text{cm}$$

$$f_{t28} = 0,06 \times 25 + 0,6 = 2,1\text{MPa}$$

$$A_{st \min} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 10^2 \times 100 \times 7 (34 - 0,45 \times 7)}{400 \times 10^2 (34 - 0,185 \times 7)}$$

$$A_{st \min} = 0,797\text{cm}^2$$

On remarque que : $A_{st} < A_{st \min}$, la Condition non vérifiée on adoptera la section minimale.

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st \min} = 0,797\text{cm}^2 \\ A_{st} = 0,287\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{st \min} > A_{st}$$

$$A_{t \text{ adopté}} = \max (A_{st \min}, A_{st}) = A_{st \min} = 0,797\text{cm}^2$$

On opte pour une section d'acier : **4HA8/ml=2,01cm²**.

Avec un espacement de **25cm**.

✓ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,502\text{cm}^2$$

On adoptera pour $A_r = 2,01\text{cm}^2$ soit **4HA8**

Avec un espacement de **20cm**

Et ils seront disposés pour une longueur de 60 cm

❖ **Vérification au cisaillement (BAEL 91/ Art 5.1, 211) :**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \begin{cases} \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\tau = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{1,5 \cdot 10^3}{100 \cdot 7} = 0,0214 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

❖ **Vérification de l'adhérence (BAEL 91/ Art A.6, 3) :**

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature.

L'acier utilisé est le FeE 400 $\rightarrow \psi_s = 1,5 \Rightarrow \bar{\tau}_{se} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9d \sum \mu_i}$$

τ_{se} : Contrainte d'adhérence

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte limite d'adhérence

$\sum \mu_i = n \pi \phi$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum \mu_i = 4 \cdot 3,14 \cdot 8 = 100,48 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 70 \cdot 100,48} = 0,237 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \longrightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres

❖ **Longueur de scellement droit (BAEL91 A.1.2.2) :**

Pour les aciers HA400

$$L_S = 40\phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}$$

❖ **Vérification des espacements des barres : (ArtA.4.5,33/BAEL modifié 99) :**

La fissuration est préjudiciable

Donc :

✓ Armatures principales : $S_t = 25 \text{ cm}$, $S_t < \min (3h, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$.
Condition vérifiée

✓ Armatures de répartition : $S_t = 25 \text{ cm}$, $S_t < \min (4h, 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$.

Condition vérifiée

❖ **Encrage des barres : (Art. A.6.1,21/BAEL91) :**

Pour avoir un bon encrage droit, il faut mettre en œuvre un encrage qui est défini par sa longueur de scellement droit

$$L_s = \frac{\sigma f_e}{4 \tau_s}$$

$$\begin{aligned} \tau_s &= 0,6 (\psi_s)^2 f_{t28} \\ &= 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa.} \end{aligned}$$

$$\text{D'où : } L_s = \frac{8 \cdot 400}{4 \times 2,84} = 281,69 \text{ mm.}$$

Soit : $L_s = 30 \text{ cm}$

III.1.2.3-Vérification à L'ELS :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$$

- σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.
- σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.
- $\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte limite dans les aciers tendus.

❖ **Vérification des contraintes dans l'acier :**

$$\begin{aligned} \sigma_{st} &= \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \\ \rho_1 &= \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = \mathbf{0,287} \end{aligned}$$

par interpolation linéaire entre les valeurs $\rho_1 = 0,283 \rightarrow \beta_1 = 0,916$

$$\rho_2 = 0,29 \rightarrow \beta_2 = 0,915$$

On trouve : $\beta = 0,916 \rightarrow K_1 = 44,52$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,916 \times 0,07 \times 2,01 \times 10^2} = 46,55 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \begin{cases} \frac{2}{3} f_e = \frac{2}{3} \cdot 400 = 226,66 \text{ MPa} \\ 110 \sqrt{\eta f_{t28}} = 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1} = 201,63 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma} = 201,63 \text{ MPa}$$

Avec $\eta = 1,6$: fissuration préjudiciable, (acier HA), $\phi \geq 6 \text{ mm}$

$$\sigma_{st} \leq 46,55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification des contraintes dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{46,55}{44,52} = 1,04 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1,04 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé

❖ **Vérification de l'acrotère au séisme : (Art 6.2.3 RPA99) :**

L'acrotère est calculé sous l'action des forces sismiques suivant la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

A : coefficient d'accélération de zone , dans notre cas (**IIa** ,groupe d'usage2)→ A =0,15 (RPA99, art4.2.3 tableau 4-1)

C_p : facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$) (c'est un élément en console)

$$W_p: \text{ poids de l'acrotère} = 1,75 \text{ KN/ml}$$

$$\text{D'où : } F_p : 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,75 = \frac{0,315 \text{ KN}}{\text{ml}} \rightarrow 0,84 < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

Conclusion :

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal (dû à la main courante) supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

On adoptera ainsi pour ferrailage les armatures calculées précédemment.

- ✓ Armatures réelles : 4HA8 = 2,01 cm²/ml avec un espacement de 25cm
- ✓ Armatures de répartition : 4HA8 = 2,01 cm²/ml avec un espacement de 20cm

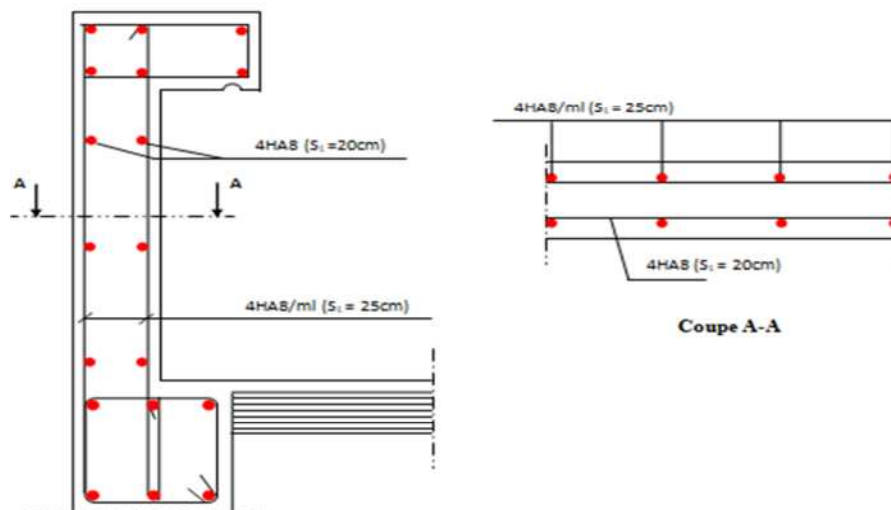


Fig .III.1.4 : Ferrailage de l'acrotère

III.2- Calcul des escaliers :

Calcul de l'escalier de l'étage courant :

III.2.1-terminologie et définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pieds entre les différents niveaux d'un bâtiment ; ils sont soumis à leurs poids propre et aux surcharges.

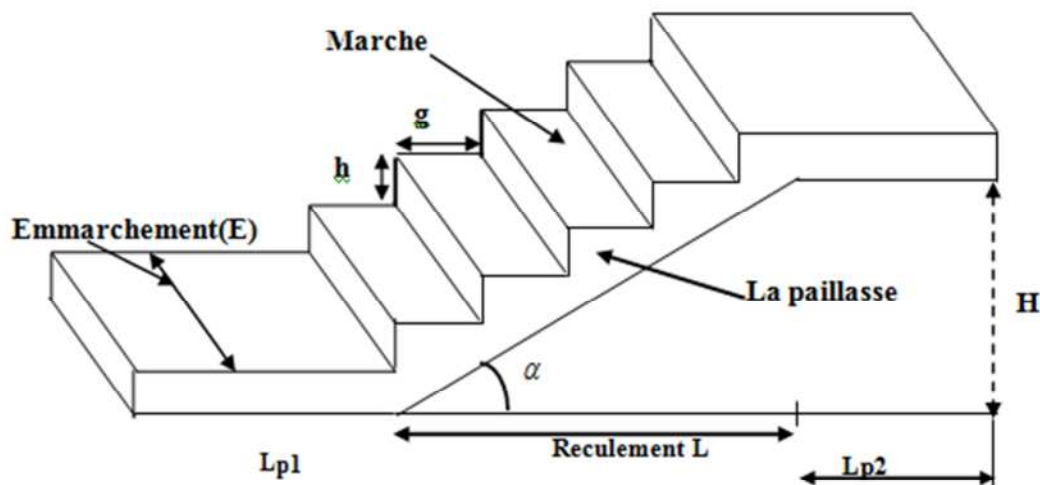


FIG. III.2.1 : Terminologie de l'escalier

Avec:

- g : largeur de la marche (giron)
- h : hauteur de la contre marche .
- Ep : épaisseur de la paillasse et de palier
- H : hauteur de la volée
- L : longueur linéaire de la paillasse et celle de la palier
- l : portée de la paillasse
- li : longueur de la paillasse projetée

III.2.2-Pré dimensionnement :

La hauteur et le giron des marches et contre marches pour un bâtiment à usage d'habitation on prend :

$$h : \text{Hauteur de la contremarche: } 15\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

$$g : \text{Giron de la marche : } 26\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}$$

La condition assurant le confort de l'escalier et donnée par la formule de BLONDEL :

$$56\text{cm} \leq 2h + g \leq 66\text{cm}$$

Pour l'étage courant :

n : nombre de contre marche

$m = n - 1$: nombre de marche pour une volée.

$3.06/2 = 1.53\text{m} \rightarrow$ soit deux volées de 1.53 m de hauteur.

- Nombre de contre marche:

Soit : $h = 17\text{cm}$

$n = 153/17 = 9$ soit $n = 9$ contremarche.

- Nombre de marche:

Soit : $n = 9$

$m = (n - 1) = 9 - 1 = 8\text{m} \rightarrow m = 8$ marches

Compte tenu de la portée horizontale de la paillasse (2.40 m) et des formules ci-dessus

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{9-1} = 30 \rightarrow g = 30\text{cm}$$

$$2h + g = 17 \times 2 + 30 = 64$$

$$56\text{cm} \leq 2h + g = 64\text{cm} \leq 66\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

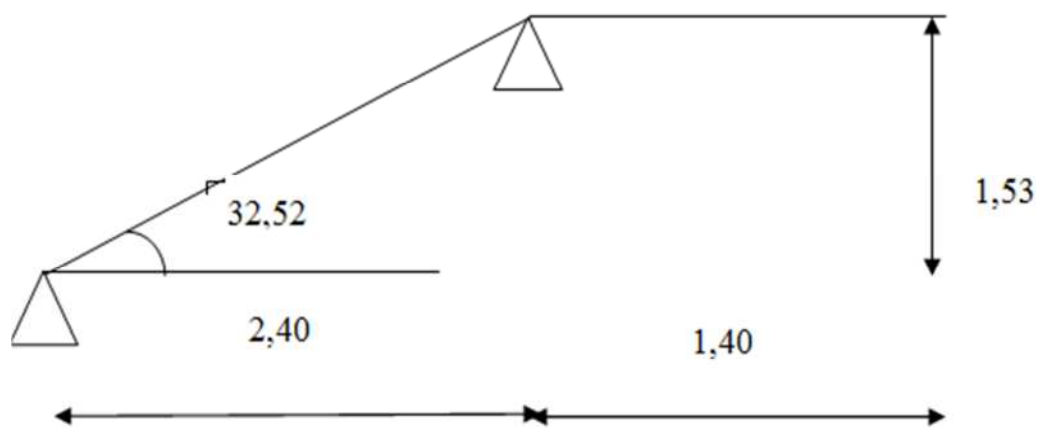


Fig.III.2.2 : Schéma statique de l'escalier

III.2.2.1-Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

Le pré dimensionnement se fera comme une simplement appuyée sur ces deux côtés.

- ✓ Epaisseur de la paillasse E_p :

doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq E_p \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec : $L_0 = L' + L_{\text{palier}}$

L' : La portée de la paillasse

$$\text{Avec : } L = \frac{L}{\cos \alpha}$$

$$\text{Nous avons : } \tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0,6375 \rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

$$\rightarrow \cos \alpha = 0,843$$

$$\text{Donc la portée } L' = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{240}{0,843} = 284,7 \text{ cm}$$

$$\frac{284,7 + 140}{30} \leq E_p \leq \frac{284,7 + 140}{20}$$

$$14,15 \leq E_p \leq 21,23$$

Soit $E_p = 15 \text{ cm}$

NB: On prend la même épaisseur pour le palier $E_p = 15 \text{ cm}$

III.2.2.2-Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1 mètre d'emmarchement et une bande de 1 mètre de projection horizontale, en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

➤ **charges permanentes:**

a) **paillasse:**

Eléments	Epaisseur (cm)	G (KN/m ²)
P _p de paillasse	15	25x0.15/cos32.52 = 4.44
P _p des marches	17	25x0.17/2 = 2.125
Revêtements en carrelages	2	(20x0.02) = 0.40
Mortier de pose	2	22x0.02 = 0.44
Couche de sable	2	18x0.02 = 0.36
Enduit du ciment	1.5	18x0.015 = 0.27
P _p de garde-corps		0.2

Tableau. III.2.1 : Charge permanentes de la paillasse.

$$G_{\text{pail}} = 8,235 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{pail}} (\text{tot}) = 8,235 \times 1 \text{ m} = 8,235 \text{ KN/ml.}$$

b) **Palier:**

$$G_{\text{palier}} = G_{\text{pail}} + G_{\text{(revêtement)}}$$

$$G_{\text{pail}} = 25 \times 0,5 \times 1 = 3,75 \text{ KN/ml.}$$

$$G_{\text{(revêtement)}} = (0,40 + 0,44 + 0,36 + 0,27) \times 1 \text{ m} = 1,47 \text{ KN/ml.}$$

$$G_{\text{palier}} = 3,75 + 1,47$$

$$G_{\text{palier}} = 5,22 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Surcharge d'exploitation:**

La surcharge d'exploitation d'un escalier est définie à partir de la description du D.T.R la même pour le palier et la paillasse : $Q = 2,5 \text{ KN/m}$

✓ **Combinaison des charges:**

	ELU : $1,35G + 1,5Q$ [KN/ml]	ELS : $G + Q$ [KN/ml]
PALIER	10,80	7,72
PAILLASSE	14,87	10,74

.Tableau III.2.2 : Combinaison des charges

III.2.2.3-Calcul à l'ELU:

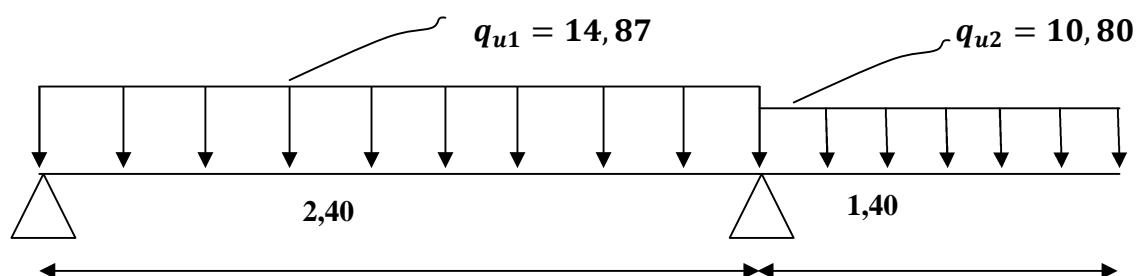


Fig.III.2.3 : Schéma de chargement à l'ELU.

✓ **Calcul des réactions d'appuis:**

$$\sum F=0 \rightarrow R_A+R_B = (q_1 \times 2.4)+(q_2 \times 1.4) \rightarrow R_A+R_B = 50,81 \text{KN.}$$

$$\sum M/A=0 \quad q_1 \times 2,4 \times 1,2 - q_2 \times 1,4 \times 3,1 + R_B \times 2,4 = 0$$

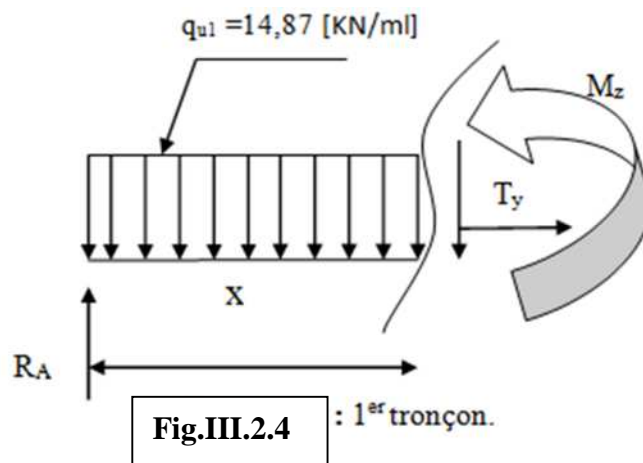
$$\rightarrow R_B = 37,37 \text{kN}$$

$$\sum M/B=0 \quad -3,8R_B + q_1 \times 2,4 \times 2,6 + q_2 \times 1,4 \times 0,7 = 0$$

$$\rightarrow R_A = 13,44 \text{KN}$$

Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant:

1^{er} tronçon: $0 \text{m} \leq x \leq 2,40 \text{m}$



➤ **Efforts tranchants :**

Tronçon	Expression	X(m)	T _y (KN)
$0 \leq x \leq 2,40$	$-14,87x + 13,44$	0	13,44
		2,40	-22,25

Tableau III.2.3 : Calcul des efforts tranchants.

➤ **Moments fléchissant:**

Tronçon	Expression	X(m)	Mz (KN.m)
$0 \leq x \leq 2,40$	$-14,87 \frac{x^2}{2} + 13,44x$	0	0
		2.40	-10,57

Tableau III.2.4 : Calcul des moments fléchissant.

• 2^{em} tronçon: $2,40m \leq x \leq 3,80m$

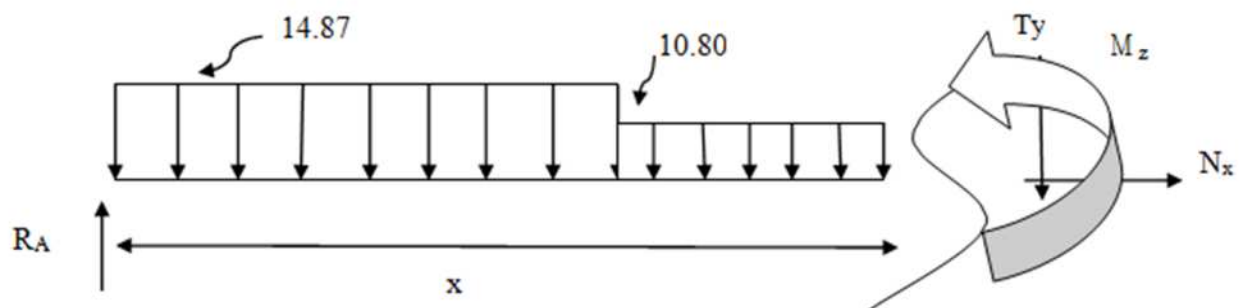


Fig. III.2.5 : 2^{eme} tronçon.

• **Effort tranchants:**

Tronçon	Expression	X(m)	Ty (KN)
$2,40 \leq x \leq 3,8$	$-10,80x + 41,04$	2.40	15,12
		3,80	0

Tableau III.2.5 : Calcul des efforts tranchants.

- **Moments fléchissant:**

Tronçon	Expression	X(m)	M_z (KN.m)
$2,40 \leq x \leq 3,80$	$-10,80 \frac{(x-2,4)^2}{2} + 15,12x - 46,86$	2,40	-10,57
		3,80	0

Tableau III.2.6 : Calcul des moments fléchissant.

- Le moment M_z est maximal pour $T_y = 0$:

$$T_y = 0 \quad \rightarrow \quad -14,87x + 13,44 = 0 \quad \rightarrow \quad x = 0,90 \text{ m}$$

$$M_z^{max} = -14,87 \frac{x^2}{2} + 13,44x \rightarrow M_z^{max} = 6,07 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi encastrement on prend :

Aux appuis : $M_a = -0,3M_z^{max} = -1,82 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,85M_z^{max} = 5,16 \text{ KN.m}$

Le résultat trouvé figure sur le diagramme ci-dessous :

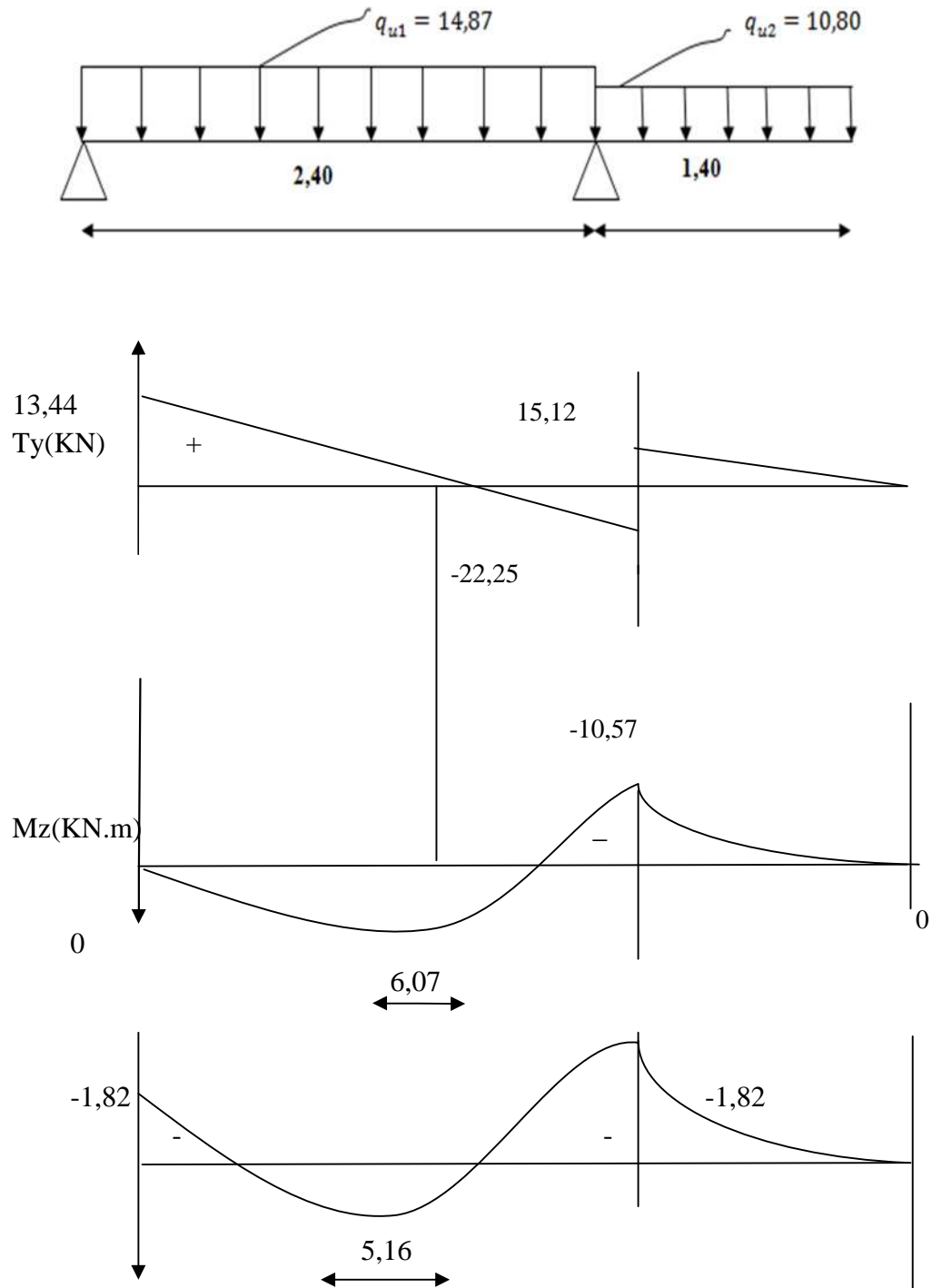


Fig.III.2.6 : diagramme des efforts interne

✓ **Calcul des armatures:**a) **Aux appuis:**

$$\text{Avec } M_a = -1,82 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_a = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1,82 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0075$$

$$\mu_a = 0,0075 < \mu_R = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

➤ **Armatures principales:**

$$\text{Avec: } \mu_a = 0,0075; \beta = 0,999$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1,82 \times 10^3}{0,999 \times 13 \times 348} = 0,40 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2$ avec l'espacement $\text{St} = 20 \text{ cm}$

➤ **Armature de répartition:**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

On opte **5HA8** soit $A_r = 2,51 \text{ cm}^2$ avec un espacement $\text{St} = 20 \text{ cm}$

b) **En travées:**

$$\text{Avec : } M_t = 5,16 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5,16 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,022$$

$\mu_t = 0,022 \leq \mu_l = 0,392 \rightarrow$ La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu_t = 0,022 ; \beta = 0,989$$

➤ **Armatures principales:**

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{5,16 \times 10^3}{0,989 \times 13 \times 348} = 1,15 \text{ cm}^2$$

On opte **5HA10** soit : $A_t = 3,93 \text{ cm}^2$ avec : $S_t = 20 \text{ cm}$.

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2 \text{ On opte } \mathbf{5HA8} \text{ soit : } A_r = 2,51 \text{ cm}^2$$

avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

✓ **Verifications a L'ELU:**

Condition du non fragilité :(BAEL91.Art4.2.1)

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_a = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,57 \text{ cm}^2$

En travées : $A_t = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,57 \text{ cm}^2$

Espacement des barres:

➤ **Armatures principales :**

➤ $S_{tmax} \leq \min(3h; 33) = 33 \text{ cm}$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Armatures de repartiions:**

$$S_{tmax} \leq \min(4h; 45) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifié}$$

❖ **Effort tranchants:**

$$T_{max} = 37,37 \text{ KN.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{37,37 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,287 MPa$$

La fissuration est peu nuisible donc :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 5MPa) = 3,25MPa$$

$$\tau_u = 0,287MPa < \bar{\tau}_u = 3,25MPa \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : (BAEL 91, ArtA.6.1.3) :**

Il faut vérifier que: $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15MPa.$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

$$\sum u_i = \sum n \times \pi \phi = 5 \times 3,93 \times 1 = 19,65cm$$

$$\tau_{se} = \frac{37,37 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 196,5} = 1,62MPa$$

$$\tau_{se} = 1,62MPa < \bar{\tau}_{se} = 3,15MPa \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres

✓ **Ancrage des armatures en appuis :**

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$\tau_s = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835MPa$$

$$L_s = \frac{400 \times 10}{4 \times 2,835} = 352,7mm$$

$$L_s = 35,27cm.$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur du scellement est

Importante .Dont la largeur d'ancrage est fixée a 0,4L

$$L_c = 0,4L_s = 0,4 (35,27) = 14,11 \text{ cm. On opte } L_c = 15 \text{ cm.}$$

✓ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis:**

➤ **Influence sur le béton :**

$$T_u^{max} < T_u$$

$$T_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b}$$

Avec : $a=0,9d$ $T_u^{max} = 37,37 \text{ KN}$

$$T_u = \frac{0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,9 \times 0,13 \times 1}{1,5} = 780 \text{ KN}$$

$$T_u^{max} = 37,37 \text{ KN} < T_u = 780 \text{ KN} \text{ condition vérifiée}$$

➤ **Influence sur les armatures :**

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \times \left[T_u^{max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right]$

$$\frac{1,15}{f_e} \times \left[T_u^{max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right] = \frac{1,15}{400} \times \left[37,37 \times 10^3 + \frac{-1,82 \times 10^6}{0,9 \times 130} \right] = -105 \text{ mm}^2 = -1,05 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,93 \text{ cm}^2 \geq -1,05 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III .2.4.Etats limite du service :

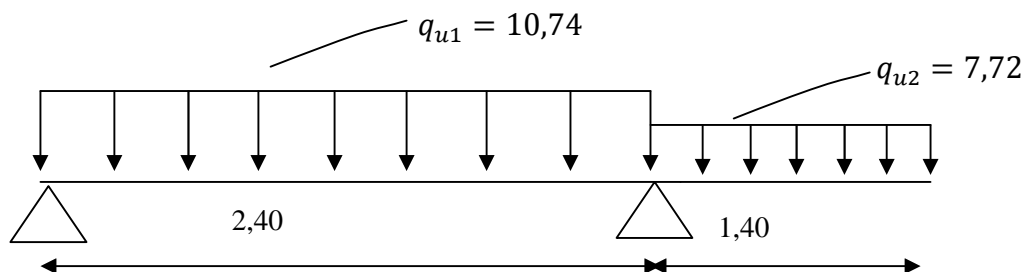


Fig .III.2.6 : Calcul des réactions d'appuis:

$$\sum F = 0 \rightarrow R_A + R_B = (q_1 \times 2,4) + (q_2 \times 1,4) \rightarrow R_A + R_B = 36,58 \text{KN}$$

:

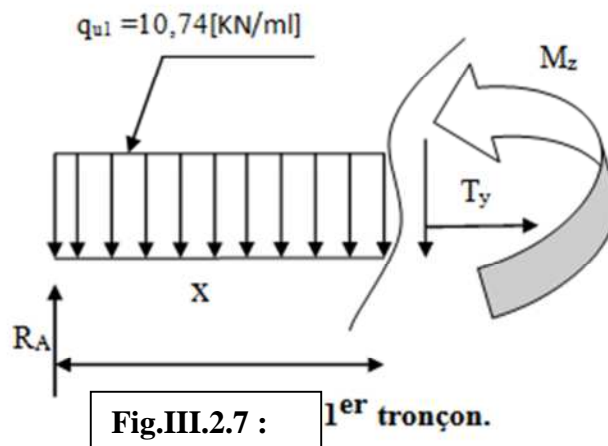
$$\sum M/A = 0 \rightarrow (-q_1 \times 2,4 \times 1,2) - (q_2 \times 1,4 \times 3,1) + (R_B \times 2,4) = 0$$

$$3,8R_B = 64,44 \rightarrow R_B = 26,85 \text{KN}$$

$$R_A + R_B = 36,58 \text{KN} \rightarrow R_A = 9,72 \text{KN}$$

Calcul des efforts tranchant et les moments fléchissant :

1^{er} tronçon: $0 \text{m} \leq x \leq 2,40 \text{m}$



Tronçon	Expression	X(m)	T_y (KN)
$0 \leq x \leq 2,40$	$-10,74x + 9,72$	0	9,72
		2,40	-16,06

Tableau III.2.7: Calcul des efforts tranchant .

• **Moments fléchissant:**

Tronçon	Expression	X(m)	$M_z(KN.m)$
$0 \leq x \leq 2.40$	$-10,74\frac{x^2}{2} + 9,72x$	0	0
		2,40	-7,61

Tableau III.2.8: Calcul des moments fléchissant.

2^{ème} tronçon: $2,40m \leq x \leq 3,80m$

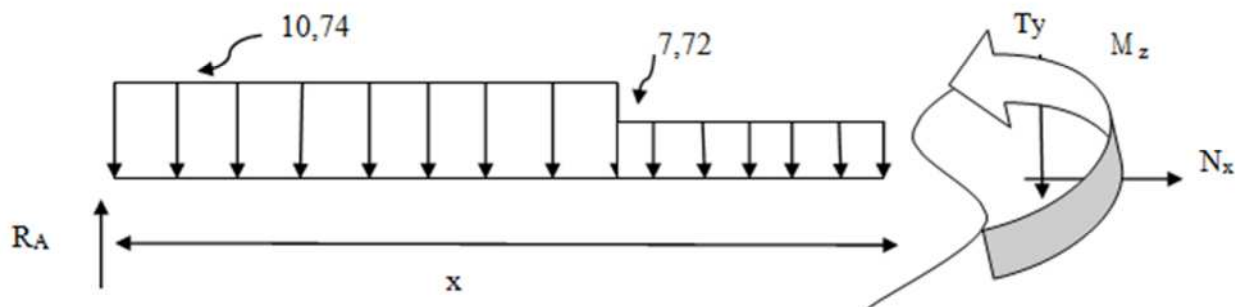


Figure III.2.8 : 2^{ème} tronçon

• **Effort tranchants :**

Tronçon	Expression	X(m)	$T_y(KN)$
$2,40 \leq x \leq 3,80$	$-7,72x + 29,32$	2,40	10,79
		3,80	0

Tableau III.2.9 : Calcul des efforts tranchants

Moments fléchissant:

Tronçon	Expression	X(m)	$M_z(KN.m)$
$2,40 \leq x \leq 3,80$	$7,72 \frac{(x-2,4)^2}{2} + 10,97x - 33,51$	2,40	-7,61
		3,80	0

Tableau III.2.10 : Calcul des moments fléchissant.

Le moment M_z est maximal pour $T_y = 0$:

$$T_y = 0 \rightarrow -10,74x + 9,72 = 0$$

$$x = 0,90m$$

$$\text{Donc : } M_z^{max} = -10,74 \frac{x^2}{2} + 9,72x$$

$$M_z^{max} = -10,74 \frac{0,90^2}{2} + 9,72 \times 0,90$$

$$M_z^{max} = 4,40KN.m.$$

En tenant compte de semi-encastrement on prend :

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3 M_z^{max} = -1,32KN.m.$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 M_z^{max} = 3,74KN.m.$$

Le résultat trouvé figure sur le diagramme ci-dessous

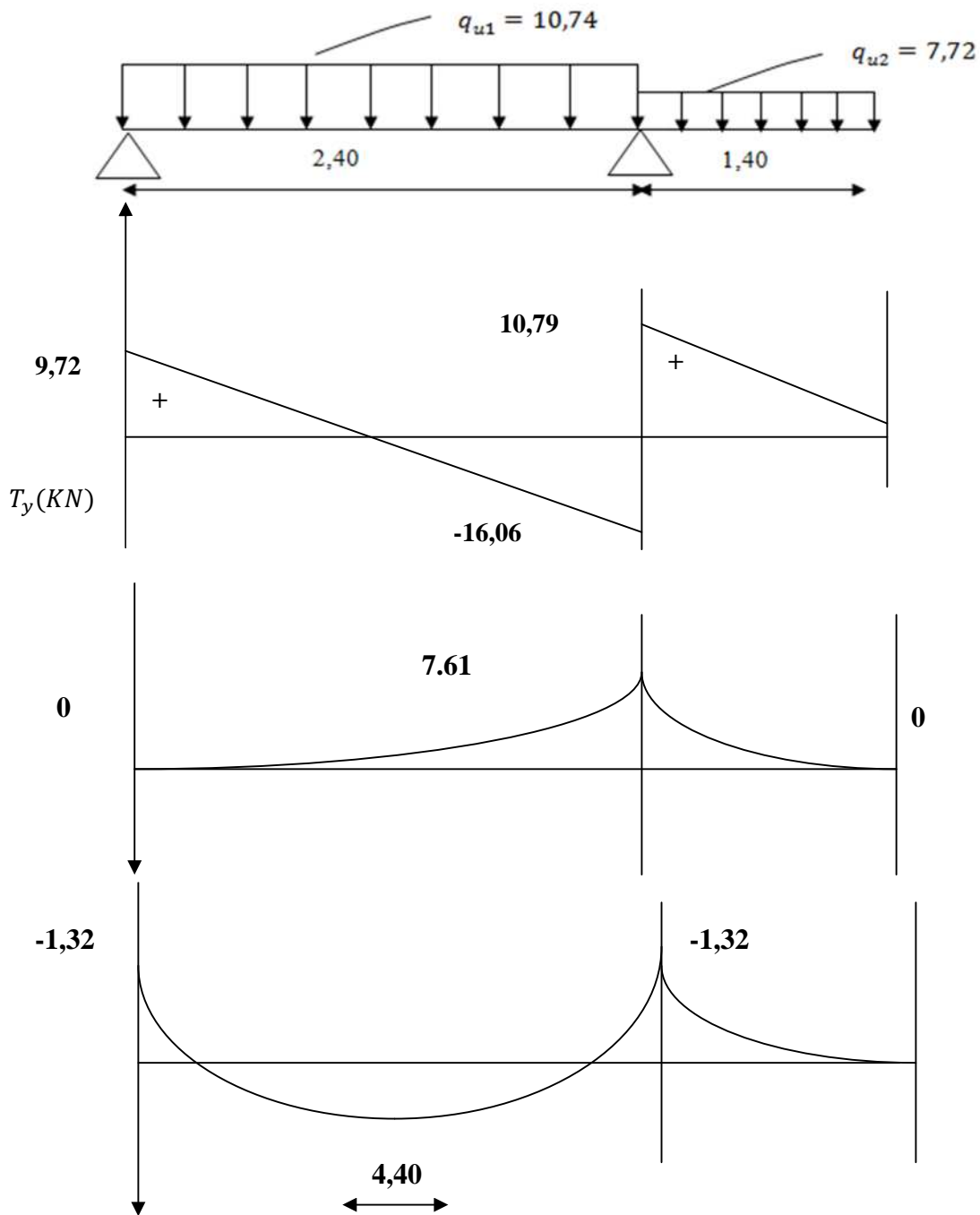


Fig.III.2.9 : diagramme des efforts interne

III.2.5. Vérification à L'ELS:a) **Vérification des contraintes :**✓ **En travée :**

$$M_{st} = 3,74 \text{KN.m} \quad A_t = 1,32 \text{cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 13} = 0,20$$

$$\rho_1 = 0,20 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,927 \quad \alpha_1 = 0,219 \quad ; \quad K_1 = 53,49 \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,219}{15(1-0,219)} = 0,019$$

▪ **La contrainte dans l'acier:**

$$\sigma_1 = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{3,74 \times 10^6}{0,899 \times 130 \times 251} = 123,64 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

$$\sigma_1 = 123,64 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

▪ **La contrainte dans le béton:** (Article 4.5.2/ BAEL 91)

$$\sigma_{bc} = K \times \bar{\sigma}_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma_1 = \frac{1}{53,49} \times 123,64 = 2,31 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa} \quad \sigma_{bc} = 2,31 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ **Aux appuis :**

$$M_{sa} = -0,3 M_z^{\max} = -1,32 \text{KN.m}$$

$$\rightarrow A_a = 3,93 \text{cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 13} = 0,302$$

$$\rho_1 = 0,302 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,913 ; \quad \alpha_1 = 0,261 ; \quad K_1 = 42,47$$

$$K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = \frac{0,261}{15(1-0,261)} = 0,023$$

▪ **La contrainte dans l'acier:**

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{1,32 \times 10^6}{0,913 \times 130 \times 393} = 28,30 \text{ MPa} .$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 28,30 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

▪ **La contrainte dans le béton:** (Article 4.5.2/ BAEL 91)

$$\sigma_{bc} = K \times \bar{\sigma}_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma_1 = \frac{1}{42,47} \times 28,30 = 0,67 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,67 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

c) **État limite de déformation (flèche):**

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

Avec :

h : hauteur totale (15cm).

L : porté entre nus d'appuis.

M_t : moment max en travée.

M₀ : valeur max du moment isostatique.

A : section des armatures.

d : hauteur utile de la section droite.

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{15}{380} = 0,0394 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \implies \text{Condition non vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \implies \frac{15}{380} = 0,0394 \leq \frac{3,74}{10 \times 4,40} = 0,0850 \implies \text{Condition non vérifiée.}$$

$$3) \frac{A_{trav}}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \implies \frac{2,51}{100 \times 13} = 0,0019 \leq \frac{4,2}{400} = 0,011 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Deux conditions non vérifiées, donc la vérification de la flèche est indispensable

$$f = \frac{5}{348} \times \frac{Ms \times l^4}{E_v \times I} ; \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

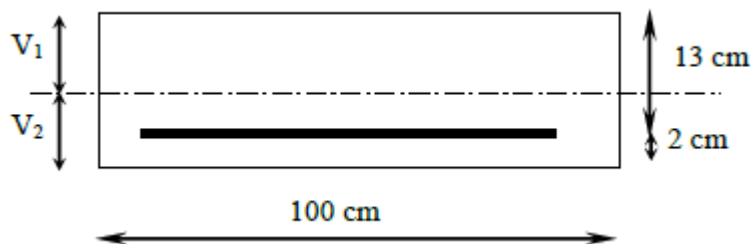
$$L = 380 \text{ cm}$$

E_v : Module de la déformation diffère.

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}$$

I_{fv} : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

$$I_{fv} = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_t (V_2 - c)^2$$



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

Avec : S_{xx} : moment statique de la section homogène.

B_0 : Surface de la section homogène.

$$S_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + (15 \times A_t \times d)$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 2,51 \times 13 = 11739,45 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 15) + (15 \times 2,51) = 1537,65 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{11739,45}{1537,65} = 7,63 \text{ cm}$$

$$h = V_1 + V_2 \rightarrow V_2 = h - V_1$$

$$V_2 = 15 - 7,63 = 7,37 \text{ cm}$$

$$I_{fv} = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_t(V_2 - c)^2$$

$$I_{fv} = \frac{100}{3}(7,63^3 + 7,37^3) + 15 \times 2,51(7,37 - 2)^2$$

$$I_{fv} = 29236,06 \text{ cm}^4.$$

$$f = \frac{5M_s \times l^4}{384 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{5 \times 3,74 \times 10^3 \times 3,8^4}{384 \times 10818,865 \times 10^6 \times 29236,06 \times 10^{-8}}$$

$$\rightarrow f = 0,0032 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{380}{500}$$

$$\rightarrow \bar{f} = 0,76 \text{ cm}$$

$$f = 0,0032 \text{ cm} < \bar{f} = 0,76 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Conclusion:**

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes

➤ **Aux appuis:**

- ✓ Armatures principales : **5HA10** espacement **st=20cm.**
- ✓ Armatures de répartition : **5HA8** espacement **st=20cm.**

➤ **En travée:**

- ✓ Armatures principales : **5HA10** espacement **st=20cm.**
- ✓ Armatures de répartition : **5HA8** espacement **st=20cm.**

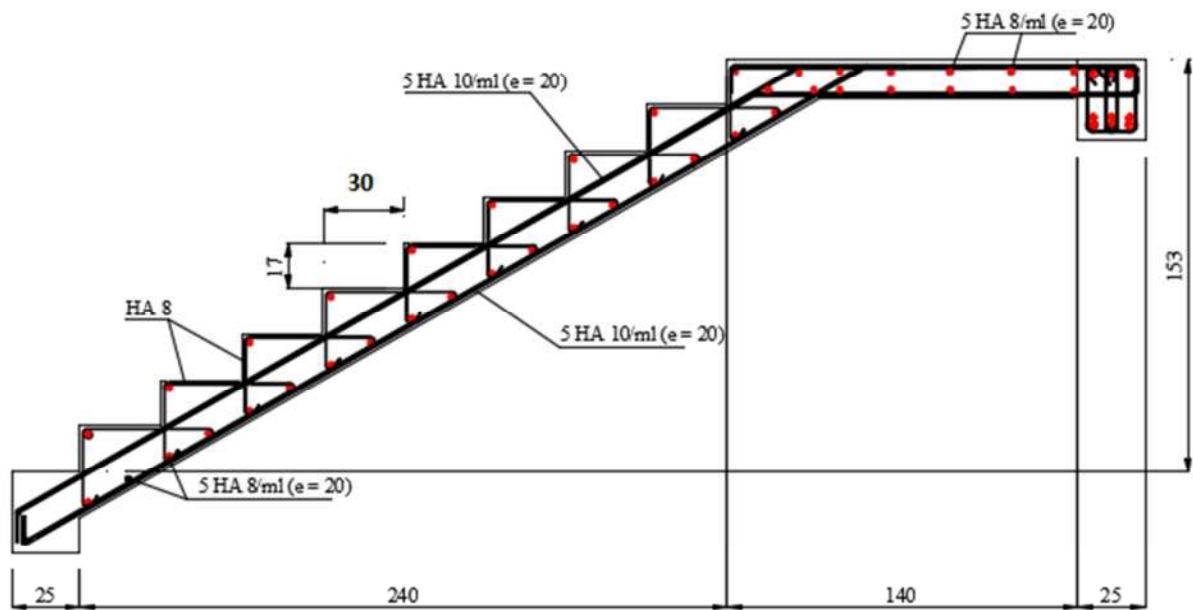


Fig.III.2.10 : Ferraillage d'escalier

III.3-Calcul des planchers :

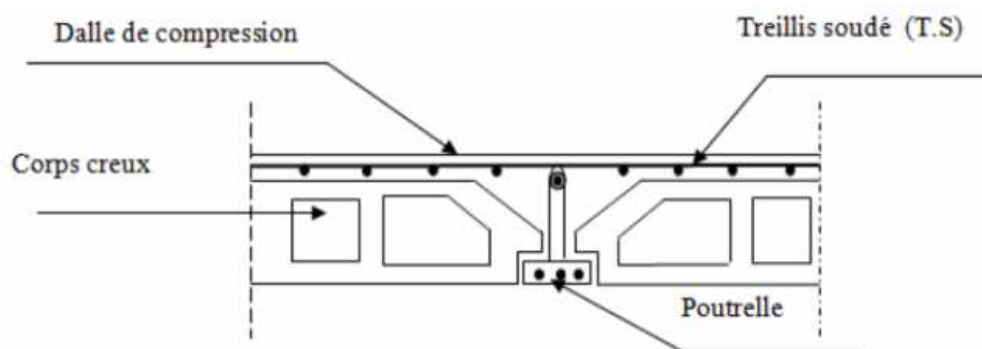
Le plancher est constitué de corps creux et la dalle de compression (16+4) ; reposant sur des poutrelles préfabriquées espacées de 65cm qui sont disposées dans le sens de la petits portée. Ces dernières possèdent des armatures en attentes qui sont liées a celle de la dalle de Compression.

La dalle de compression est coulée sur place , elle est de 04cm d'épaisseur ,armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés nuance TS520)

Les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au BAEL91 (art B .6 .8.423) .

20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.

33cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.



FigIII.3.1 : plancher à corps creux .

III.3.1.1 calcul des armatures :

✓ Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times l}{f_e}$$

- A_{\perp} : cm² par mètre
- linéaire.
- L : Entre axe des poutrelles ($L= 65\text{cm}$)
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisée ($f_e= 520\text{MPa}$)

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{cm}^2/\text{ml.}$$

Soit : $A_{\perp} = 6 \text{ } \varnothing 6 = 1,70 \text{cm}^2$ avec un espacement $e=20\text{cm}$.

✓ Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

$$A_{\parallel} \geq \frac{1,7}{2} = 0,85 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{\parallel} = 6 \varnothing 6 = 1,70 \text{ cm}^2$ avec un espacement $e= 20\text{cm}$.

Donc : on optera pour un treillis soudé TL520.

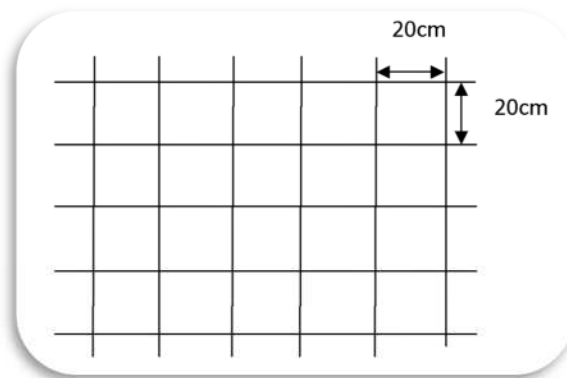


Fig.III.3.2 : Treillis soudés (20×20)

III.3.1.2-Etude de la poutrelle :

On s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicité, c'est à dire celui qui supporte la plus grande charge d'exploitation .Elle se calcule comme une section en T

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

1) Avant coulage de la dalle de compression (section rectangulaire) :

La poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire $(12 \times 4) \text{ cm}^2$ reposant sur deux appuis. Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie elle travaille en flexion ; elle doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est de 0.95 KN/m^2 et celui de la main d'œuvre.

✓ Charges permanentes :

- **Poids propre:** $G_1 = (0.04 \times 0.12) \times 25 = 0.12 \text{ kN/ml}$.
- **Poids du corps creux :** $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ kN/ml}$.
- **Poids totale :**

$$G_{tot} = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ ml.}$$

- **Surcharge de l'ouvrier :**

$$Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

a) Calcul à l'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

✓ Combinaison de charges :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 0,74) + (1,5 \times 1) = 2,5 \text{ KN /ml.}$$

✓ Moment max en travée :

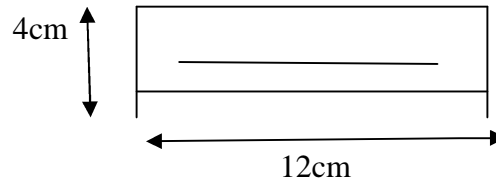
$$M_u = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{2,5 \times 3,80^2}{8} = 4,513 \text{ KN .m}$$

✓ Effort tranchant max :

$$\frac{q \times L}{2} = \frac{2,5 \times 3,80}{2} = 4,75 \text{ KN}$$

✓ **Ferrailage de la poutrelle :**

$$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$$



$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{b_u}} = \frac{4,513 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 6,62 > \mu_l = 0,392 \text{ .SDA}$$

Remarque:

Comme la section de la poutrelle est faible, alors on prévoit des étais intermédiaire pour l'aider à supporter les charges et surcharges auxquelles elle est soumise avant le coulage de la dalle de compression

Ces étais sont généralement distant de 80cm à 120 cm

2) Calcul des poutrelles après coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre continue de section en T reposant sur plusieurs appuis .

Les charges et les surcharges seront considérées uniformément réparties sur l'ensemble des Poutrelles, ces dernières doivent reprendre leur poids propre, le poids de corps creux et celui de la dalle de compression.

❖ **Dimensions de la poutrelle (article A.4.1 BAEL 91) :**

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives.

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L}{2}, \frac{L_1}{10}, 8h_0 \right)$$

Avec :

- **L** : Distance entre deux faces voisines de deux poutrelles ($L = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$).
- **L₁** : Longueur de la plus grande travée ($L_1 = 480 \text{ cm}$).
- **b₀** : Largeur de la nervure ($b_0 = 12 \text{ cm}$).
- **h₀** : Epaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4 \text{ cm}$).

$$b_1 \leq \min \left(\frac{53}{2}, \frac{380}{10}, 8 \times 4 \right) = \min(26,5; 38; 32)$$

On prend $b_1 = 26,5 \text{ cm}$

On a : $b = 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$

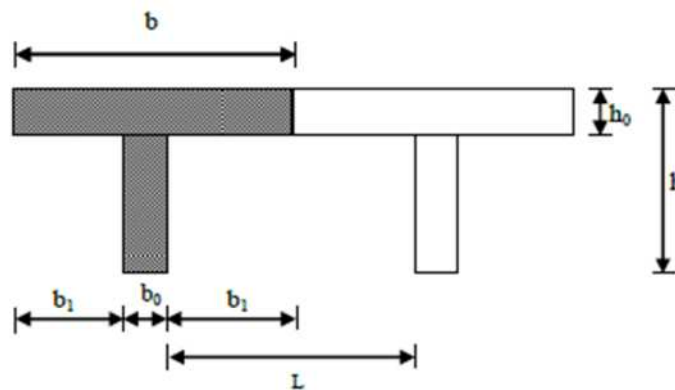


Fig.III.3.3 : dimensions de la poutrelle.

✓ **Combinaison de charge :**

Nous considérons pour nos calculs, le plancher qui présente le cas le plus défavorable dans notre cas tout les plancher on la même charge et surcharge.

- Poids propre du plancher : $5,16\text{KN/m}^2$.
- Charge d'exploitation du plancher : $1,5\text{KN/m}^2$.

$$G = 5,16 \times 0,65 = 3,354\text{KN/ml.}$$

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975\text{KN/ml.}$$

✓ **Combinaison des charges :**

a) **ELU :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,354 + 1,5 \times 0,975 = 6\text{KN/ml.}$$

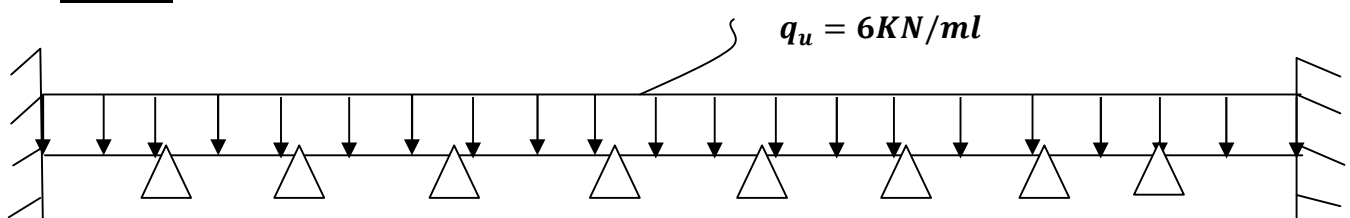
a) **ELS :**

$$q_s = G + Q = 3,354 + 0,975 = 4,329\text{KN/ml.}$$

❖ **Choix de la méthode de calcul :**

Les efforts internes sont tirés à partir du logiciel ETABS

Type 1 :



Le schéma statique de la poutrelle

Calcul à L'ELU :❖ Moments aux appuis :

Appui	Moment (KN.m)
0	-2,973
1	-4,78
2	-6,86
3	-8,43
4	- 9,04
5	-9,04
6	-8,43
7	-6,86
8	-4,78
9	-2,973

❖ Moments en travées :

Travée	Moment (KN .m)
0-1	1,44
1-2	3,07
2-3	3,61
3-4	4,67
4-5	4,37
5-6	4,67
6-7	3,61
7-8	3,07
8-9	1,44

❖ **Efforts tranchants :**

Appuis	T_i (KN)	T_{i+1} (KN)
0	-8,16	9,67
1	-10,84	12,19
2	-12,55	13,45
3	-13,95	14,27
4	-14 ,11	14,11
5	-14,27	13,95
6	-13 ,45	12,55
7	-12,19	10,84
8	-9 ,67	8,16

❖ **Moments corrigés :**

Moments aux appuis seront réduit de 1/3 :

$$\mathbf{Ma0=Ma9}=-2,973-(1/3) \times (-2,973)=-1,982\text{KN.m}$$

$$\mathbf{Ma1=Ma8}=-4,78-(1/3) \times (-4,78)=-3,186\text{KN.m}$$

$$\mathbf{Ma2=Ma7}=-6,86-(1/3) \times (-6,86)=-4,573\text{KN.m}$$

$$\mathbf{Ma3=Ma6}=-8,43-(1/3) \times (-8,43)=-5,620\text{KN.m}$$

$$\mathbf{Ma4=Ma5}=-9,04-(1/3) \times (-9,04)=-6,026\text{KN.m.}$$

Moments en travées seront majorés de 1/3 :

$$\mathbf{Mt(0-1)=Mt(8-9)}=1,44+(1/3) \times (1,44)=1,920\text{KN.m}$$

$$\mathbf{Mt(1-2)=Mt(7-8)}=3,07+(1/3) \times (3,07)=4,093\text{KN.m}$$

$$\mathbf{Mt(2-3)=Mt(6-7)}=3,61+(1/3) \times (3,61)=4,813\text{KN .m}$$

$$\mathbf{Mt(3-4)=Mt(4-5)}=4,67+(1/3) \times (4,67)=6,226\text{KN.m}$$

$$\mathbf{Mt(5)}=4,37+(1/3) \times (4,37)=5,826\text{KN.}$$

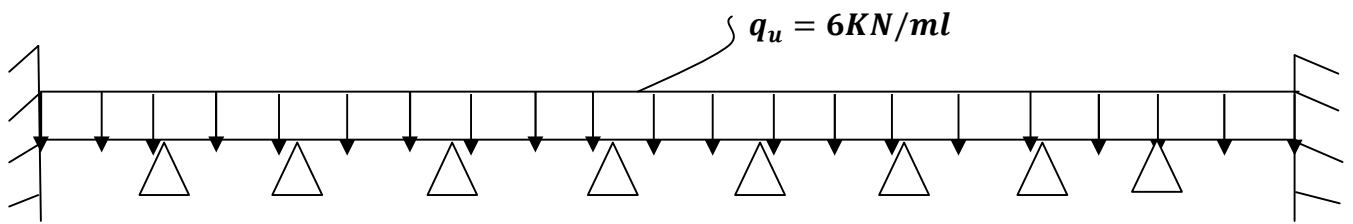


Diagramme des moments fléchissant à L'ELU

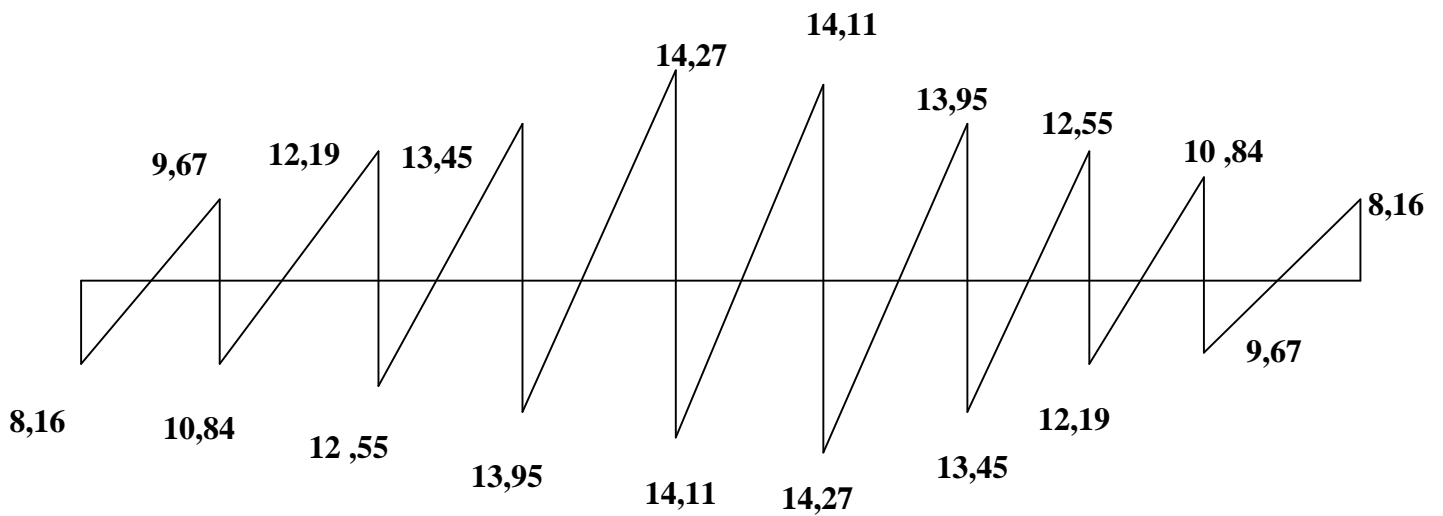
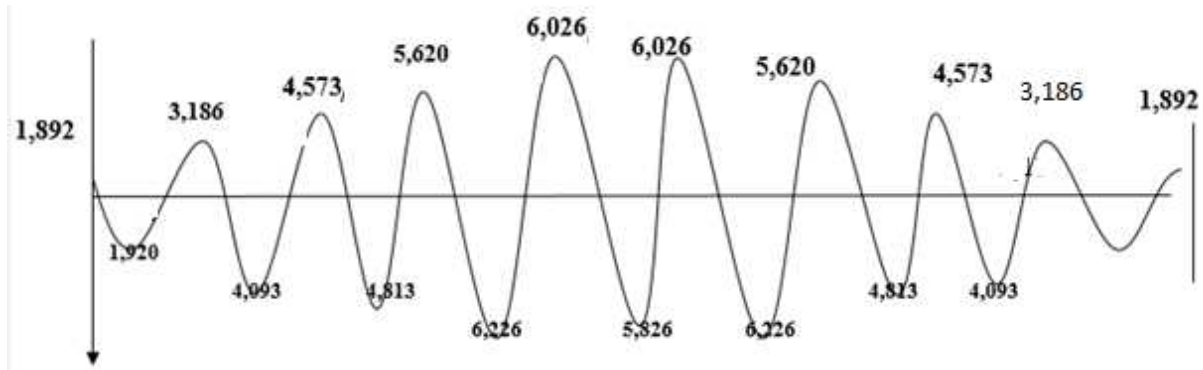
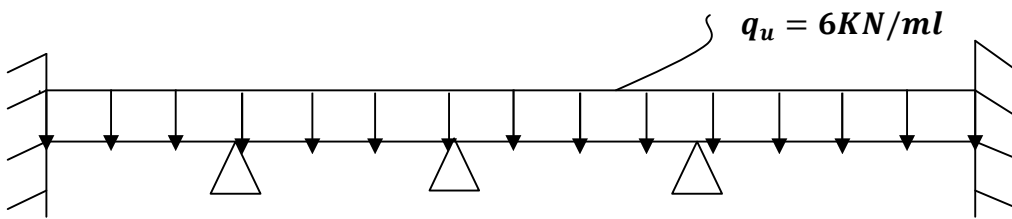


Diagramme des efforts tranchant à L'ELU .

Type2 :**Calcul à L'ELU :**❖ **Moments aux appuis :**

appui	Moment (KN.m)
0	-2,975
1	-4,78
2	-6,88
3	-8,39
4	- 9,21

❖ **Moments en travées :**

Travée	Moment (KN .m)
0-1	1,44
1-2	3,07
2-3	3,62
3-4	4,61

❖ Efforts tranchants :

Travée	$T_i(KN)$	$T_{i+1}(KN)$
0-1	-8,16	9,66
1-2	-10,84	12,19
2-3	-12,57	13,43
3-4	-13,90	14,33

❖ Moments corrigés :

Moments aux appuis seront réduit de 1/3 :

$$Ma_0 = -2,975 - (1/3) \times (-2,97) = -1,983 \text{ KN.m}$$

$$Ma_1 = -4,78 - (1/3) \times (-4,78) = -3,186 \text{ KN.m}$$

$$Ma_2 = -6,88 - (1/3) \times (-6,88) = -4,586 \text{ KN.m}$$

$$Ma_3 = -8,39 - (1/3) \times (-8,39) = -5,593 \text{ KN.m}$$

$$Ma_4 = -9,21 - (1/3) \times (-9,21) = -6,14 \text{ KN.m}$$

Moments en travées seront majorés de 1/3 :

$$Mt(0-1) = 1,44 + (1/3) \times (1,44) = 1,920 \text{ KN.m}$$

$$Mt(1-2) = 3,07 + (1/3) \times (3,07) = 4,093 \text{ KN.m}$$

$$Mt(2-3) = 3,62 + (1/3) \times (3,62) = 4,826 \text{ KN.m}$$

$$Mt(3-4) = 4,61 + (1/3) \times (4,61) = 6,146 \text{ KN.m}$$

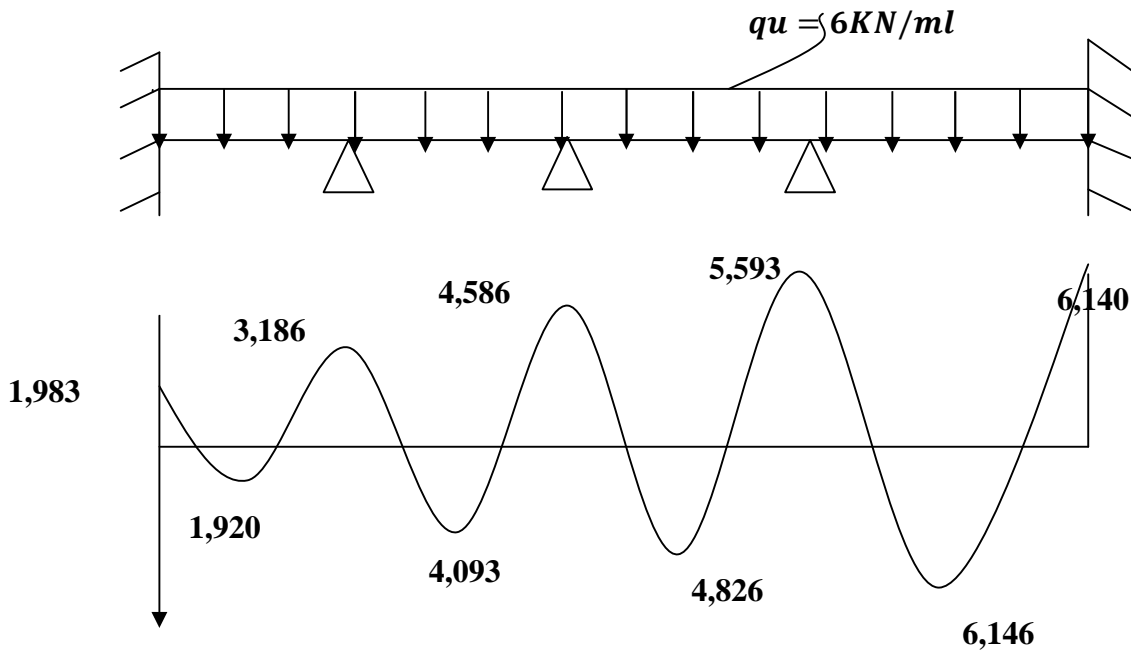


Diagramme des moments fléchissant à L'ELU .

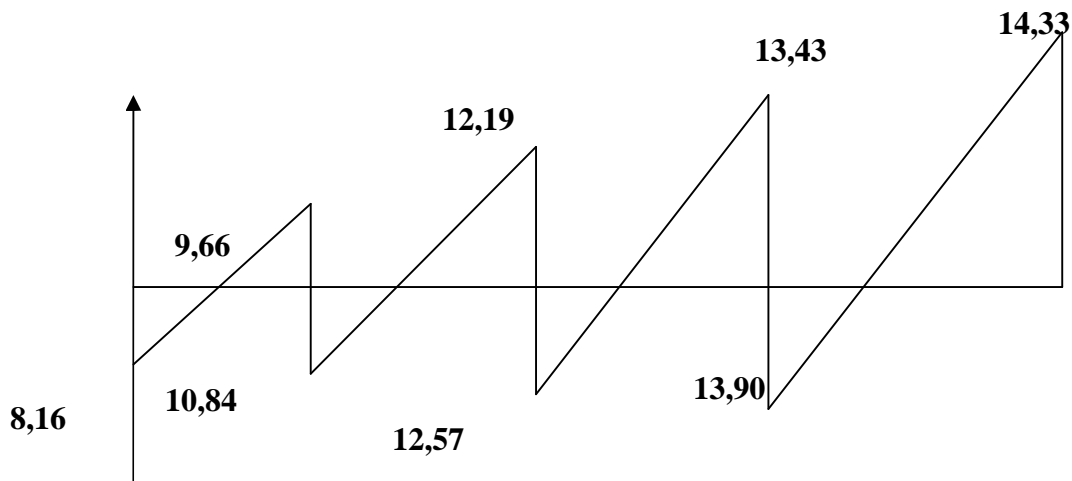
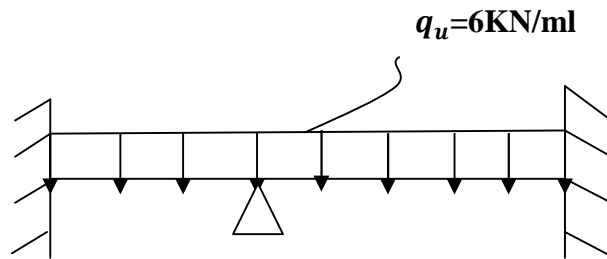


Diagramme des moments fléchissant à L'ELU

Type3 :

Calcul à L'ELU :

❖ Moments aux appuis :

appui	Moment (KN.m)
0	-5,522
1	-6,810
2	-7,960

❖ Moments en travées :

Travée	Moment (KN .m)
0-1	2,67
1-2	3,84

❖ Efforts tranchants

APPUIS	$T_i(KN)$	$T_{i+1}(KN)$
0	-11,10	11,93
1	-12,67	13,33

❖ Moments corrigés :

Moments aux appuis seront réduit de 1/3 :

$$Ma_0 = -5,522 - (1/3) \times (-5,522) = -3,681 \text{ KN.m}$$

$$Ma_1 = -6,81 - (1/3) \times (-6,81) = -4,540 \text{ KN.m}$$

$M_{a2} = -7,96 - (1/3) \times (-7,96) = -5,306 \text{ KN.m}$

Moments en travées seront majorés de 1/3 :

$M_{t(0-1)} = 2,67 + (1/3) \times (2,67) = 3,560 \text{ KN.m}$

$M_{t(1-2)} = 3,84 + (1/3) \times (3,84) = 5,120 \text{ KN.m}$

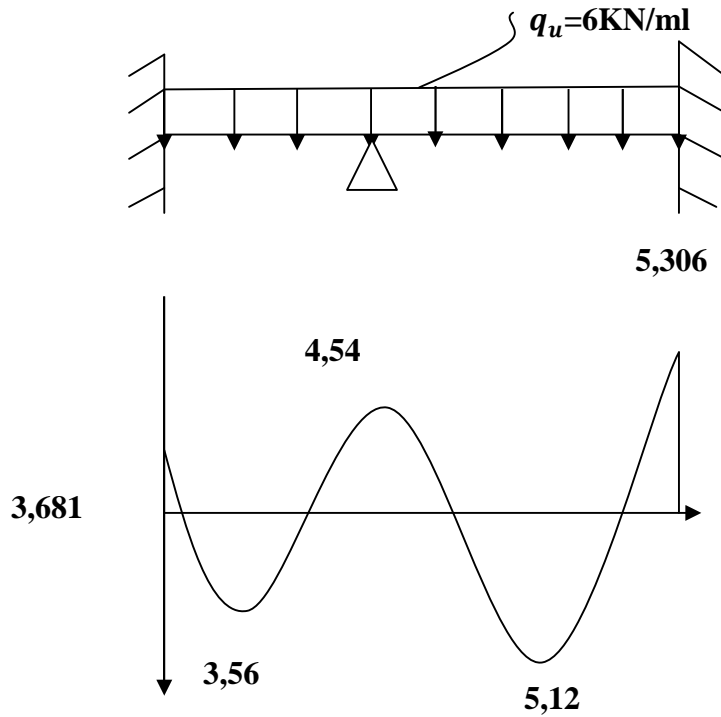


Diagramme des moments fléchissant à L'ELU .

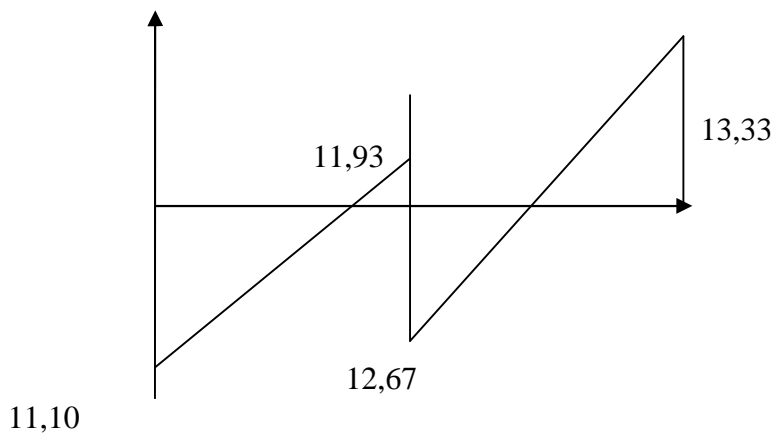


Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

Ferraillage à L'ELU :**Armatures longitudinales :**

- Les moments max sur appuis et en travées sont :

$$M_{max}^t = 6,226 \text{KN.m}$$

$$M_{max}^a = 6,14 \text{KN.m}$$

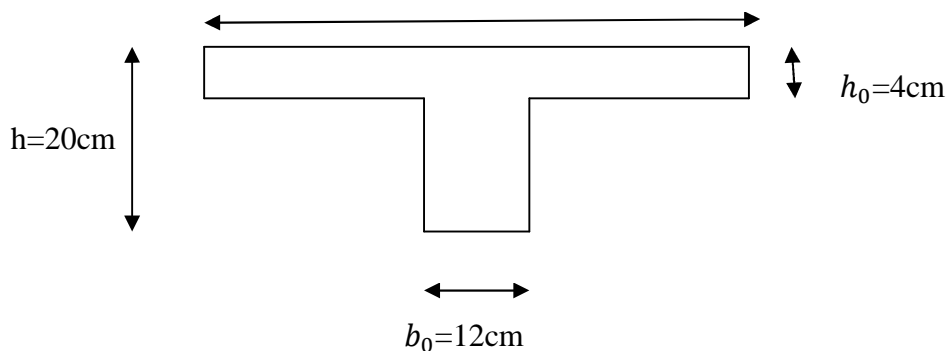
- L'effort tranchant max est :

$$T^{max} = 14,33 \text{KN}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en (T) dont les caractéristiques géométriques suivantes :

$$b=65\text{cm} ; b_0 = 12\text{cm} ; h=20\text{cm} ; h_0 = 4\text{cm} ; d = 18\text{cm}$$

$$b=65\text{cm}$$



- **En travée :**

$$M_{max}^t = 6,226 \text{KN.m}$$

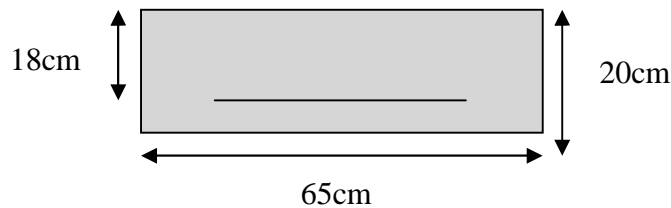
Le moment équilibré par la dalle de compression :

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59,072 \text{KN.m}$$

$$M_{max}^t = 6,226 \text{KN.m} < M_t = 59,072 \text{KN.m}$$

Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, d'où la section en (T) se calcule comme une section rectangulaire (b x h) = (65x20)cm².



$$\mu_u = \frac{M_{max}^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6,226 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14,20} = 0,021$$

$\mu_u = 0,021 < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ S.S.A (Section Simplement Armée).

$\mu_u = 0,021 \rightarrow \beta = 0,989$ (donnée par le tableau).

▪ **Les armatures nécessaires (traction) :**

$$A_{st} = \frac{M_{max}^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{6,226 \times 10^6}{0,989 \times 180 \times 348} = 1,00 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_{st} = 3 \text{ HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$.

La table est entièrement tendue donc le calcul se fera comme une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

▪ **Aux appuis:**

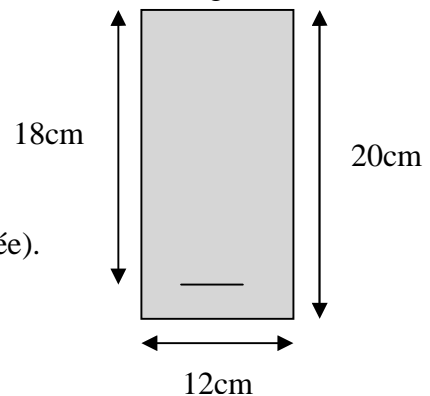
$$\mu_u = \frac{M_{max}^a}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{6,14 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14,20} = 0,111$$

$\mu_u = 0,111 < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ S.S.A (Section Simplement Armée).

$\mu_u = 0,167 \rightarrow \beta = 0,940$ (donnée par le tableau).

$$A_{st} = \frac{M_{max}^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{6,14 \times 10^6}{0,940 \times 180 \times 348} = 104,30 \text{ mm}^2 = 1,04 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_{st} = 1 \text{ HA}12 = 1,13 \text{ cm}^2$.



▪ **Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales : (BAEL91mod 99 ,Art.A.7.2)

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par la formule suivante :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_t^{max} \right)$$

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1 \right) = 0,571 \text{ cm}$$

Soit $2 \text{ HA}8 = 1 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 8$

Espacement des armatures transversales :

$$S_t \leq \min (0,9 d ; 40\text{cm}) = \min(16,2 ; 40) = 16,2\text{cm}.$$

On prend: $S_t=15\text{cm}$

✓ **Vérification à l'ELU :**❖ **Condition de non fragilité (BAEL 99 Art 4.2.1) :**

$$A_{\text{adoptée}} \geq A_{\text{min}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec } f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1\text{MPa}$$

➤ **En travée :**

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{40} = 0,26\text{cm}^2$$

$$A = 2,35\text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,26\text{cm}^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

➤ **appuis :**

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{40} = 0,26\text{cm}^2.$$

$$A = 1\text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,26\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant (Art 51.211/BAEL91 modifié 99) :**

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right) \text{ Pour les fissurations non préjudiciables.}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b_0 \cdot d}$$

$$T_{\text{max}} = 14,33\text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b_0 \cdot d} = \frac{14,33 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,66\text{MPa}.$$

$$\tau_u = 0,66\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

IL n'y a aucun risque de cisaillement.

Vérification de la contrainte d'adhérence (Art A.6.1, BAEL99) :

Il faut vérifier que :

En travée

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\text{Avec : } \Psi_s = 1,5$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} .$$

En travée :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3,14 \times 1 = 9,42 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{14,33 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 94,20} = 0,93 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0,78 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

En appuis :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 1 \times 3,14 \times 1,2 = 3,768 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{14,33 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 37,68} = 2,34 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 2,34 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

❖ Ancrage des barres aux appuis (A6.1.21 BAEL91 modifié 99) :

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$\psi = 1,5 \text{ pour les HA400}$$

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \bar{\tau}_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm.}$$

On prend : $L_s = 38 \text{ cm}$

✓ Remarque :

La longueur d'ancrage L_s dépasse la largeur de la poutre, on adoptera un crochet normal, donc on substitue à L_c la longueur d'ancrage.

$$L_a = 0,4 L_s = 0,4 \times 38 = 15,2 \text{ cm.}$$

Soit : $L_a = 16 \text{ cm.}$

✓ Vérification a l'ELS

(Lorsque la charge est la même sur toutes les travées, pour obtenir les valeurs des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le coefficient q_s/q_u .)

$$q_s = G+Q=4,329 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 6 \text{ Kn/ml}$$

$$q_s/q_u = 4,329/6 = 0,721.$$

Type 1 :❖ **Calcul des moments fléchissant :****Moments aux appuis :**

$$\mathbf{Ma0=Ma9} = -1,982 \times 0,721 = -1,429 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{Ma1=Ma8} = -3,186 \times 0,721 = -2,297 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{Ma2=Ma7} = -4,573 \times 0,721 = -3,297 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{Ma3=Ma6} = -5,620 \times 0,721 = -4,052 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{Ma4=Ma5} = -6,026 \times 0,721 = -4,344 \text{ KN.m.}$$

Moments en travées :

$$\mathbf{Mt(0-1)=Mt(8-9)} = 1,920 \times 0,721 = 1,384 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{Mt(1-2)=Mt(7-8)} = 4,093 \times 0,721 = 2,951 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{Mt(2-3)=Mt(6-7)} = 4,813 \times 0,721 = 3,470 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{Mt(3-4)=Mt(5-4)} = 6,226 \times 0,721 = 4,448 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{Mt(5)} = 5,826 \times 0,721 = 4,200 \text{ KN.m}$$

❖ **Efforts tranchants :**

Travée	T_i (KN)	T_{i+1} (KN)
0-1	-5,88	6,97
1-2	-7,82	8,79
2-3	-9,05	9,70
3-4	-10,06	10,29
4-5	-10,17	10,17
5-6	-10,29	10,06
6-7	-9,70	9,05
7-8	-8,79	7,82
8-9	-6,97	5,88

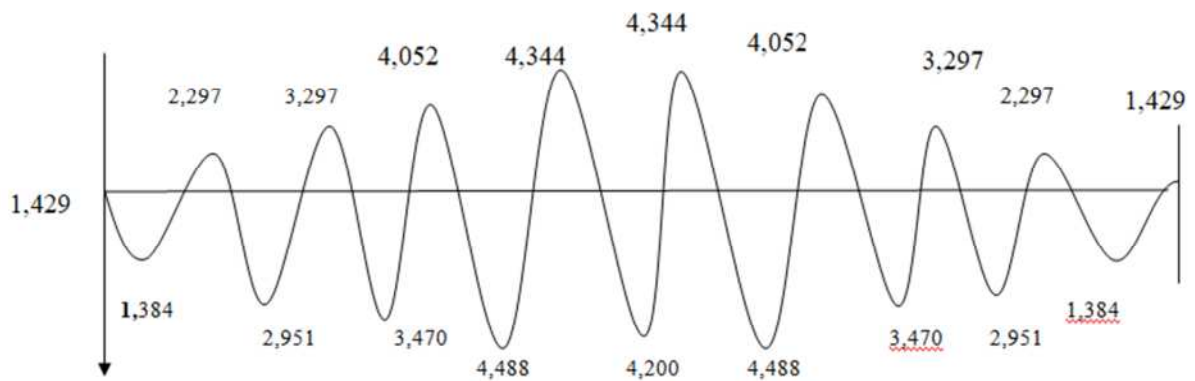
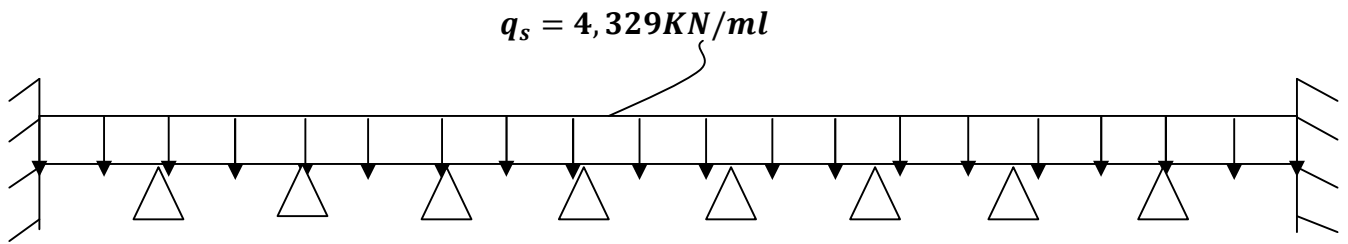


Diagramme des moments fléchissant à L'ELS

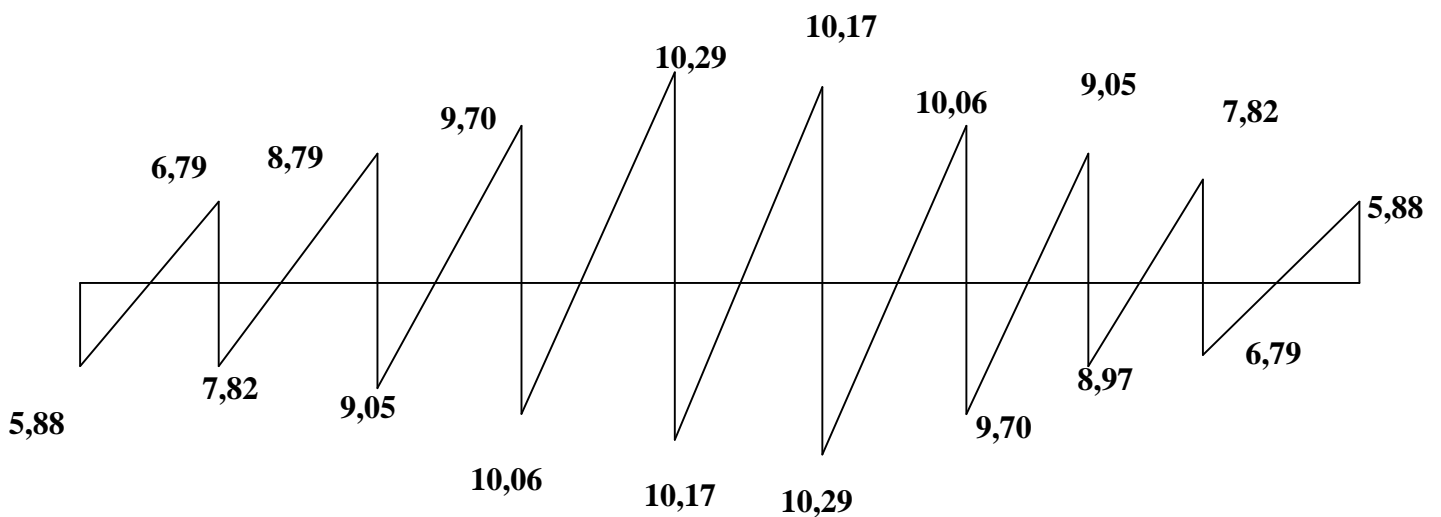


Diagramme des efforts tranchants à L'ELS

Type 2:**Moments corrigés :****Moments aux appuis:**

$$\mathbf{Ma0} = -1,983 \times 0,721 = -1,429 \text{KN.m}$$

$$\mathbf{Ma1} = 3,186 \times 0,721 = -2,297 \text{KN.m}$$

$$\mathbf{Ma2} = -4,586 \times 0,721 = -3,306 \text{KN.m}$$

$$\mathbf{Ma3} = -5,593 \times 0,721 = -4,032 \text{KN.m}$$

$$\mathbf{Ma4} = -6,14 \times 0,721 = -4,426 \text{KN.m.}$$

Moments en travées :

$$\mathbf{Mt(0-1)} = 1,920 \times 0,721 = 1,384 \text{KN.m}$$

$$\mathbf{Mt(1-2)} = 4,093 \times 0,721 = 2,951 \text{KN.m}$$

$$\mathbf{Mt(2-3)} = 4,826 \times 0,721 = 3,479 \text{KN.m}$$

$$\mathbf{Mt(3-4)} = 6,146 \times 0,721 = 4,431 \text{KN.m}$$

Efforts tranchants :

Travée	$T_i(\text{KN})$	$T_{i+1}(\text{KN})$
0-1	-5,88	6,96
1-2	-7,82	8,79
2-3	-9,06	9,68
3-4	-10,02	10,33

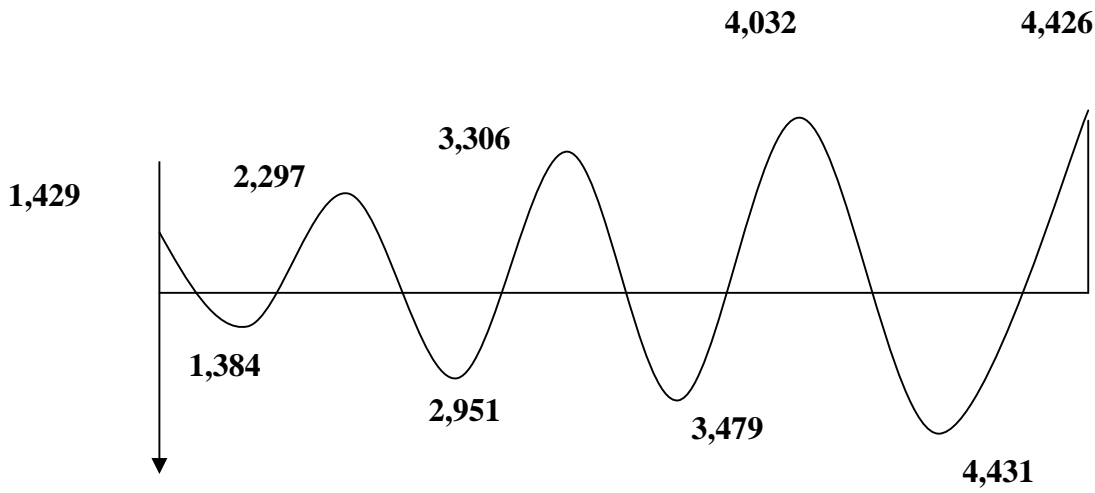
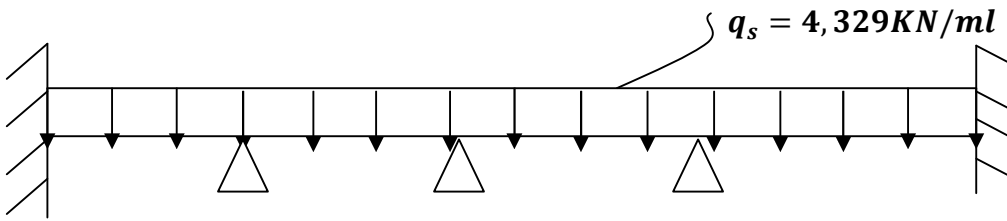


Diagramme des moments fléchissant à L'ELS .

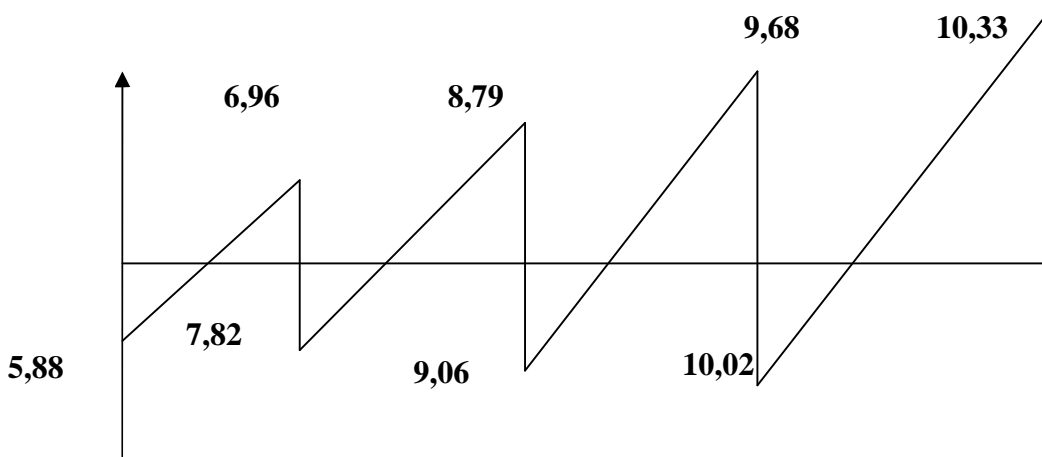
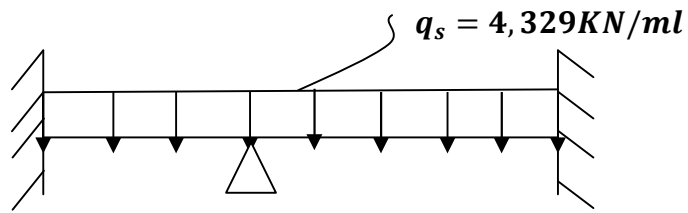


Diagramme des moments fléchissant à L'ELS.



Moments corrigés :

Moments aux appuis:

$$\mathbf{Ma0} = -3,681 \times 0,721 = -2,654 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{Ma1} = -4,54 \times 0,721 = -3,273 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{Ma2} = -5,306 \times 0,721 = -3,825 \text{ KN.m}$$

Moments en travées :

$$\mathbf{Mt(0-1)} = 3,560 \times 0,721 = 2,566 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{Mt(1-2)} = 5,120 \times 0,721 = 3,691 \text{ KN.m}$$

Efforts tranchants

Travée	$T_i \text{ (KN)}$	$T_{i+1} \text{ (KN)}$
0-1	-8,00	8,60
1-2	-9,14	9,61

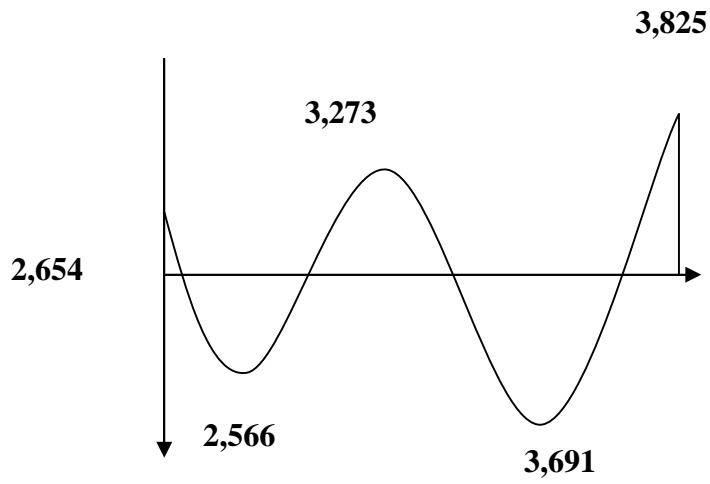
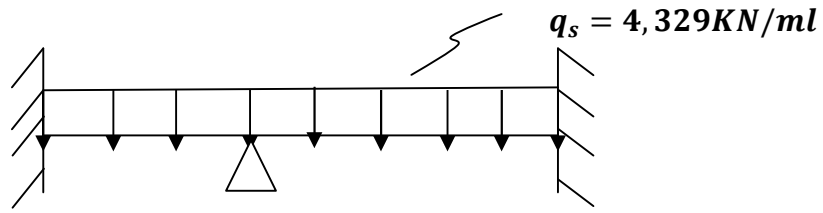


Diagramme des moments fléchissant à L'ELS .

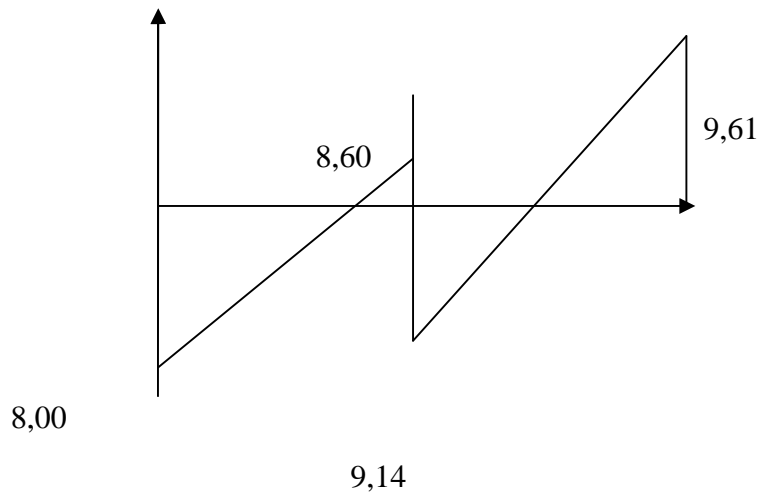


Diagramme des efforts tranchants à L'ELS.

- **Moments fléchissants :**

1. *Sur appuis* : $M_{ser} = 6,14 \times 0,721 = 4,426 \text{KN}$

2. *En travées* : $M_{ser} = 6,226 \times 0,721 = 4,488 \text{KN}$

Vérification de la résistance à la compression de béton:

La contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

- **Aux appuis :**

La section d'armatures adoptée aux appuis : $A_s = 2 \text{ } \emptyset 12 = 2,26 \text{cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \cdot 2,26}{12 \cdot 18} = 1,046 \rightarrow \beta_1 = 0,858 \rightarrow \alpha_1 = 0,426$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,426}{15(1 - 0,426)} = 0,0495$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{4,426 \times 10^6}{0,858 \times 180 \times 120} = 238,82 \text{MPa} < 348 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = 0,0495 \times 238,82 = 11,82 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_s = 3 \text{ } \emptyset 12 = 3,39 \text{cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \cdot 3,39}{12 \cdot 18} = 1,57 \rightarrow \beta_1 = 0,836 \rightarrow \alpha_1 = 0,492$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,492}{15(1 - 0,492)} = 0,065$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \text{ avec : } \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{4,488 \times 10^6}{0,836 \times 180 \times 339} = 87,98 \text{MPa} < 348 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = 0,065 \times 87,98 = 5,72 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

Etat limite d'ouverture des fissures :

Les poutrelles ne sont pas soumises à des agressions (Fissuration peu préjudiciable) .

❖ Vérification à la flèche :

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

$$L = 460\text{cm (longueur entre nus d'appuis)}$$

$$h = 20\text{cm (hauteur totale de la poutrelle).}$$

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{20}{380} = 0,053 \leq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1) \dots\dots \text{condition non vérifiée.}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t^s}{M_0} \dots\dots\dots (2).$
- $\frac{A_{st}}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots (3).$

Vu que la première condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche.

$$f = \frac{M_t \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fv}} < \bar{f}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3800}{500} = 7,6\text{mm}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,88\text{MPa}$$

I_{Fv} : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \nu \cdot \lambda_\nu}$$

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogène par rapport au CDG de la section avec ($n = 15$)

$$\nu = \max \left[0; 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right]$$

Y_1 : Position de l'axe neutre :

$$Y_1 = \frac{\sum s_i \cdot y_i}{\sum s_i}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,01088.$$

$$Y_1 = \frac{(b \cdot h_0) h_0 / 2 + (h - h_0) b_0 [(h - h_0) / 2 + h_0] + n \cdot A_{st} \cdot d}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) b_0 + n A_{st}}$$

$$Y_1 = \frac{(65 \times 4) \times \frac{4}{2} + (20 - 4) \times 12 [(20 - 4) / 2 + 4 + 15 \times 3,39 \times 18]}{(65 \times 4) + (20 - 4) \times 12 + 15 \times 3,39} = 7,436\text{cm}$$

$$Y_2 = h - y_1 = 12,564\text{cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} [y_1^3 + y_2^3] + h_0 (b - b_0) \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 \cdot A_{st} \cdot (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} [7,436^3 + 12,564^3] + 4(65 - 12) \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,436 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \cdot 2,35 \times (12,564 - 2)^2.$$

$$I_0 = 21768,4 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left[2 + \frac{3b_0}{b}\right] \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left[2 + \frac{3 \times 12}{65}\right] 0,0108} = 1,52.$$

$$\mu = \text{Max} \left[1 - \frac{0,75 \times 2,1}{4 \times 0,01088 \times 87,98 + 2,1} \right] = 0,380.$$

$$\rightarrow I_{fv} = \frac{1,1 \times 21768,4}{1 + 0,380 \times 1,52} = 15178,27 \text{ cm}^4.$$

$$f = \frac{M_i^s x L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{4,488 \times 3,80^2}{10 \times 10818,88 \times 10^3 \times 15178,27 \times 10^{-8}} = 0,0039 \text{ m} = 3,9 \text{ mm}.$$

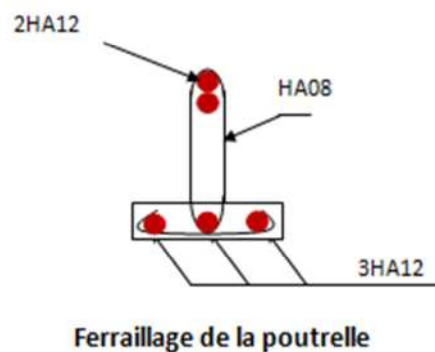
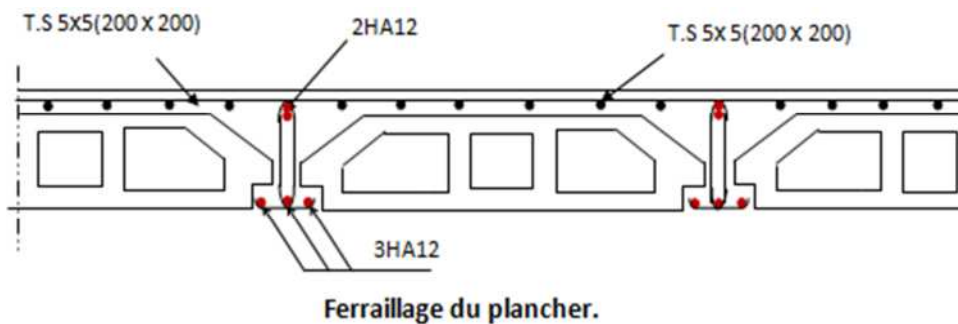
$$f = 3,9 \text{ mm} \leq \bar{f} = 7,6 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées ; alors les poutrelles seront ferraillées comme suit :

En travée : 3HA12.

Aux appuis : 2HA12.



III.4-Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et la réaction de la paillasse. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux sa portée est de 3,60 m. (Entre nus d'appuis). Le calcul se fera en flexion simple.

III.4.1-Pré dimensionnement :

✓ **Hauteur de la poutre :**

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

L : portée maximale entre nus d'appui

h : hauteur de la poutre palière

$$\frac{360}{15} \leq h_t \leq \frac{360}{10} \quad 24 \leq h \leq 36$$

On opte pour **h = 30cm.**

✓ **La largeur :**

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

b : largeur de la poutre palière

$$12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}$$

On opte pour b=25cm

$$\begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \longrightarrow b = 25\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \longrightarrow h = 30\text{cm} \\ h/b = 1,2 < 4 \end{array}$$

Toutes les conditions sont Vérifiées.

Notre poutre a pour dimensions $(b \times h) = (25 \times 30) \text{cm}^2$.

Détermination des charges et des surcharges :

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0,25 \times 0,30 = 1,88 \text{ KN/ml}$
-
- Chargement dû au poids du mur extérieur : $G_{\text{mur}} = 2,36 \text{ KN /m}$
- Réaction du palier à l'ELU : = 37,37KN
- Réaction du palier à l'ELS : = 26,85 KN

➤ **Combinaisons à considérer :**

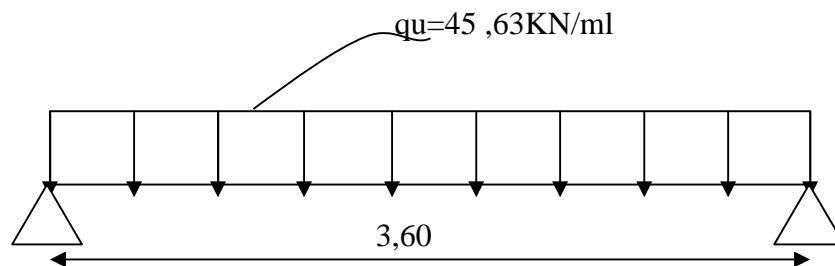
l'ELU :

$$q_u = 1,35 G + R_{bu} = 1,35 \times (1,88 + 2,36) + 37,37 = 45,63 \text{ KN/m}$$

l'ELS :

$$q_s = G + R_{bs} = (1,88 + 2,36) + 26,85 = 31,09 \text{ KN/ml}$$

Calcul à l'ELU



Moment isostatique :

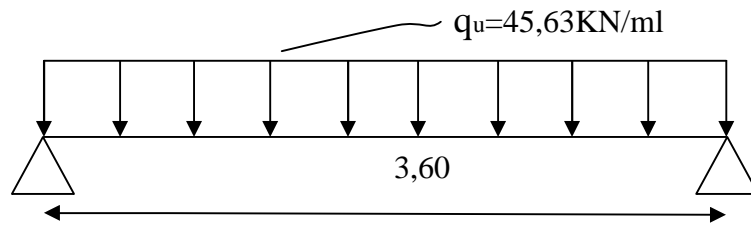
$$M_u = q_u \frac{l^2}{8} = 45,63 \frac{3,60^2}{8} = 53,41 \text{ KN.m}$$

b) Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{45,63 \times 3,60}{2} = 69,81 \text{ KN}$$

✓ **Ma** = $-0,3 \times 53,41 = -16,02 \text{ KN.m}$

✓ **Mt** = $0,85 \times 53,41 = 45,40 \text{ KN.m}$



$M_z \text{ (KN.m)}$

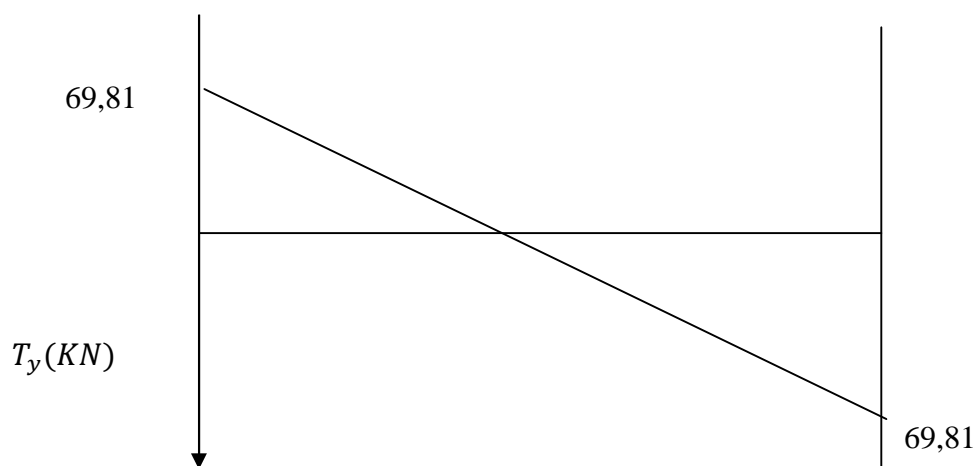
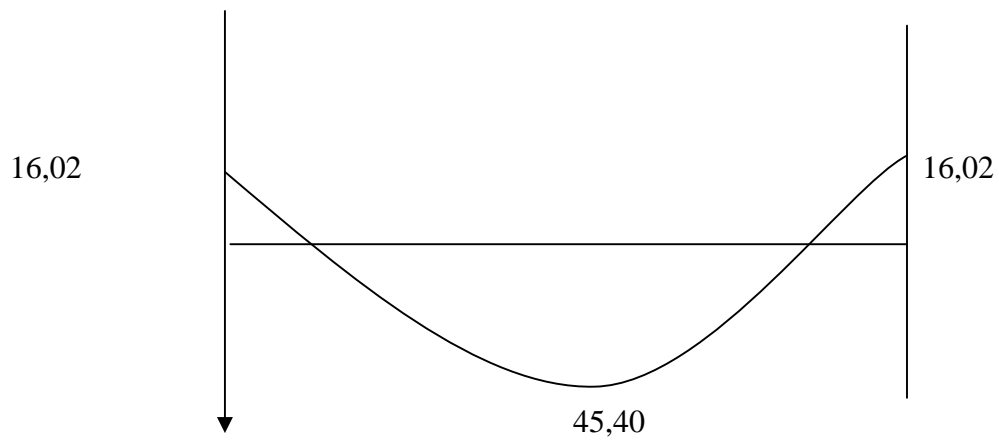


Diagramme des moments fléchissent et des efforts tranchant.

Calcul des armatures à L'ELU :**Ferraillage à l'ELU :****a) Armature principales :****➤ En travée :**

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

$$\mu_u^t = \frac{45,40 \times 10^6}{250 \times 280^2 \times 14,2} = 0,163 < 0,392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,163 \longrightarrow \beta = 0,910$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{45,40 \times 10^3}{0,910 \times 28 \times 348} = 5,12 \text{ cm}^2$$

Soit : 6H12=6,78cm²

➤ Sur appuis :

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

$$\mu_u^a = \frac{16,02 \times 10^6}{250 \times 280^2 \times 14,2} = 0,058 < 0,392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,058 \longrightarrow \beta = 0,970$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d^2 \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{16,02 \times 10^3}{0,970 \times 28 \times 348} = 1,69 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA12=3.39cm²

Vérification à l'ELU :❖ **Condition de non fragilité :(BAEL A-4-2-1) :**

$$A_u > A_{min}$$

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23.25.28. \frac{2.1}{400} = 0,85 \text{ cm}^2$$

$A_t = 6,78 > 0,85 \rightarrow$ condition vérifié.

$A_a = 3,39 > 0,85 \rightarrow$ condition vérifié.

Armatures transversales (Art A.7.2,2 BAEL91 modifié 99) :

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 12 ; 8,57 ; 25 \} = 8,57 \text{ mm}$$

on prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

$$A_{rt} = \frac{\pi \phi^2}{4} = \frac{3,14 \times 0,8^2}{4} = 0,50 \text{ cm}^2.$$

Soit 4HA8 = 2,01 cm².

❖ **Vérification de l'effort tranchant :(BAEL Art A-5-2-1) :**

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$\tau_u = \frac{69,81 \times 10^3}{250.280} = 0,99 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{1,5} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

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

L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :▪ **Influence sur les armatures :**

On doit vérifier que :

$$A_a \geq A_{min} = \frac{\gamma_s \times \left(T_u + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{1,15 \times (69,81 \times 10^3 - \frac{16,02 \times 10^6}{0,9 \times 280})}{400} = -17,94 \text{ mm}^2 = -0,18 \text{ cm}^2.$$

-0,18 cm² < 3,39 cm² → Condition vérifiée.

▪ **Influence sur le béton :**

On doit vérifier que:

$$T_u^{max} < T_u$$

$$T_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b}$$

Avec : a=0,9d $T_u^{max} = 69,81 \text{ KN}.$

$$T_u = \frac{0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,9 \times 0,28 \times 0,25}{1,5} = 420 \text{ KN}.$$

$$T_u^{max} = 69,81 \text{ KN} < T_u = 420 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence : BAEL91.ArtA6.1.3 :**

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

La contrainte d'adhérence, au niveau de l'appui le plus sollicité est :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{69,81 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 131,88}$$

$$\tau_{se} = 2,1 \text{ MPa}.$$

Avec : $\sum u_i = 3 \times 3,14 \times 14 = 131,88 \text{ mm}$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}.$$

Avec : $\Psi_s = 1,5$ pour les aciers HA.

Donc : $\tau_{se} = 2,1 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

❖ **Calcul du scellement droit : (Art A.6.1.21/ BAEL91) :**

La longueur du scellement droit est donnée par la formule suivante :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{0,4 \bar{\tau}_{sc}}$$

Avec : $\bar{\tau}_{sc} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$: coefficient de scellement

$\psi_s = 1,5$ pour les barres à haute adhérence

$\bar{\tau}_{sc} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835$ MPa.

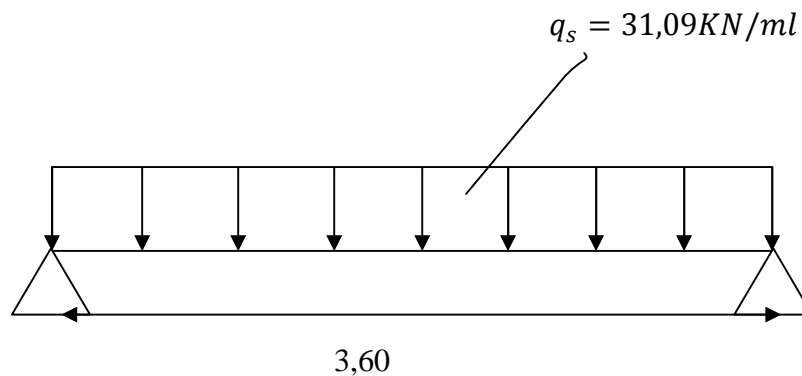
$$l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 423,3 \text{ mm} \longrightarrow l_s = 45 \text{ cm.}$$

La largeur d'ancrage:

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur du scellement est importante. Dont la largeur d'ancrage est fixée à $0,4l_s$.

$$l_c = 0,4l_s = 0,4 \times 45 \longrightarrow l_c = 18 \text{ cm.}$$

Calcul a l'ELS :



a) Moment isostatique :

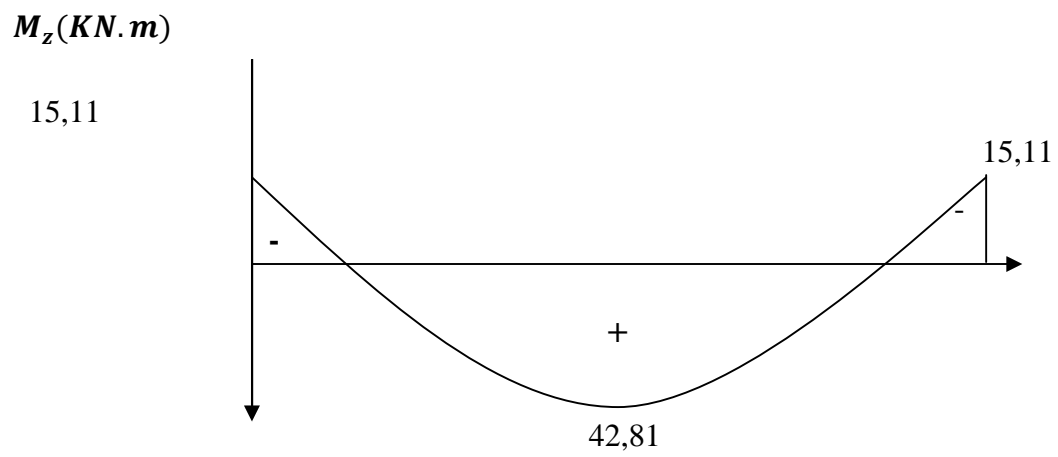
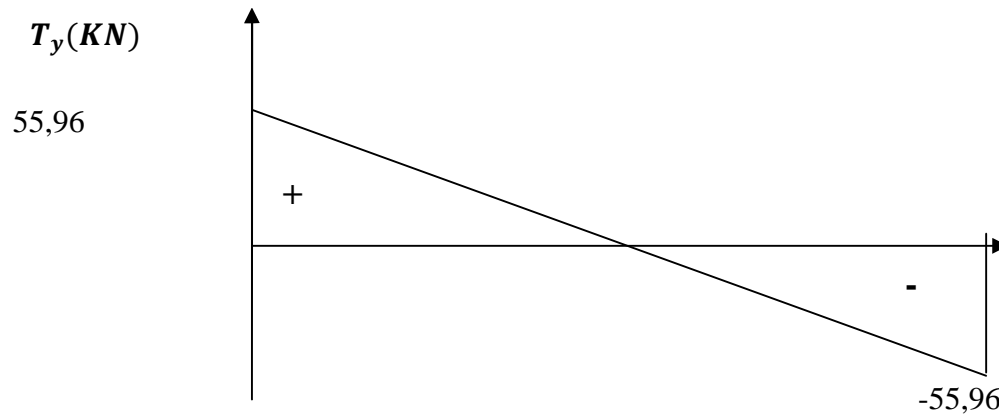
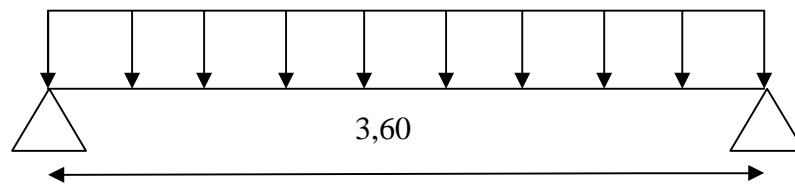
$$M_s = q_s \frac{l^2}{8} = 31,09 \frac{3,60^2}{8} = 50,37 \text{ kN.m}$$

b) Efforts tranchant :

$$T_u = \frac{q_s l}{2} = \frac{31,09 \times 3,60}{2} = 55,96 \text{ kN}$$

$$M_a = -0,3 \times 50,37 = -15,11 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times 50,37 = 42,81 \text{ kN.m}$$



Vérifications à l'ELS:❖ **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

Il faut vérifier :

➤ **Les contraintes dans le béton :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{Mpa}$$

➤ **Les contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\text{Et : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta d A_{st}}$$

β ; k_1 : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de ρ , qui égale à : $\rho = \frac{100 A_{st}}{d b_0}$

a) **En travée :**
 $A_t = 6,78 \text{cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times 6,78}{25 \times 28} = 0,97 \Rightarrow K_1 = 21,23, \quad \beta = 0,862$$

$$\sigma_{st} = \frac{42,81 \times 10^6}{678 \times 0,862 \times 280} = 261,61 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 261,61 \text{Mpa} < 348 \text{Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{261,61}{21,23} = 12,32 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 12,32 \text{Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 15 \text{Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Sur appuis :

$$A_s = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2.$$

$$\rho = \frac{100 \times 339}{250 \times 280} = 0,484 \Rightarrow \beta = 0,894, \quad K_1 = 32,17$$

$$\sigma_s = \frac{15,11 \times 10^6}{339 \times 0,894 \times 280} = 178,06 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 178,06 \text{ Mpa} < 348 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{178,06}{32,17} = 5,53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,53 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la flèche (état limite de déformation) : (Article B.6.5-2 du BAEL91 modifié 99).**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

A_s : section adoptée en travée.

f_e : limite élastique des aciers (400 Mpa).

M_t = moment max en travée à l'ELS.

M_0 = moment max isostatique ($ql^2/8$).

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{360} = 0,083 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{30}{360} = 0,083 \geq \frac{42,81}{10 \times 50,37} = 0,081 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{A_{trav}}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{6,78}{100 \times 28} = 0,0024 \leq \frac{4,2}{400} = 0,011 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

➤ Donc les armatures calculées à l'**ELU** sont suffisantes.

Conclusion :

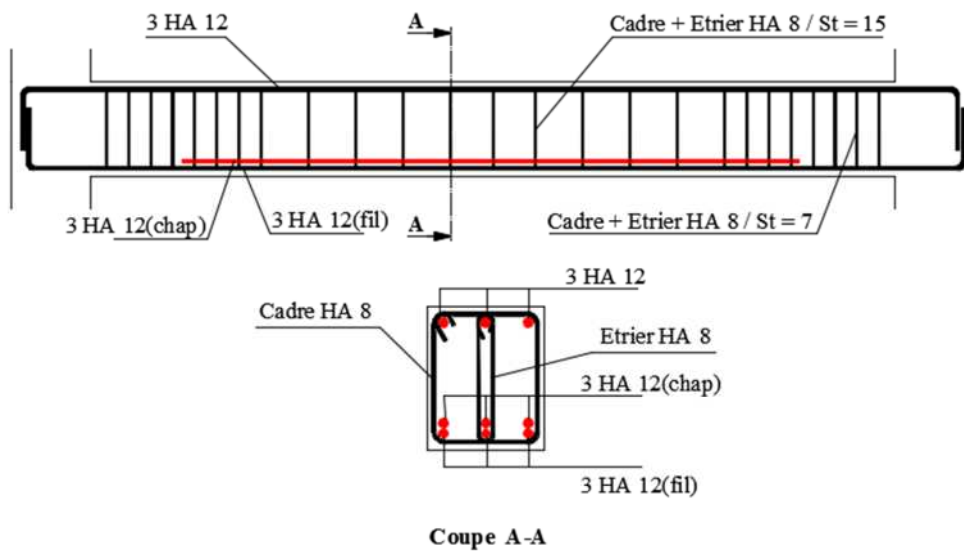
le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

Armatures longitudinales :

- 3HA12 filantes et 3HA12 chapeaux pour le lit inférieur.
- 3HA 12 filantes pour le lit supérieur.

Armatures transversales :

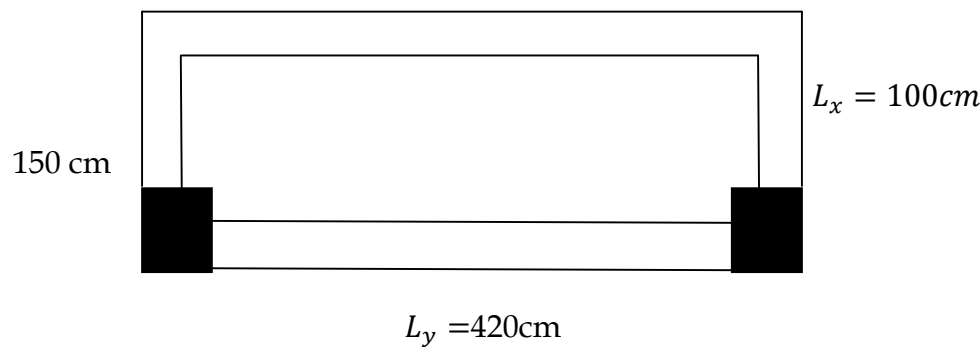
- 1cadre et 1 étrier en HA8 .



III.5. Calcul de la console :

I. Calcul des portes à faux :

Les consoles à calculés sont en dalle pleine de 15 cm , ils reposent sur 3appuis comme montré sans le schéma ci-dessous.



II. Détermination des Charges et surcharges :

Poids de la dalle : $G=5,16\text{KN/M}^2$ (voir chapitre 2)

III. Combinaison de charges à l'ELU :

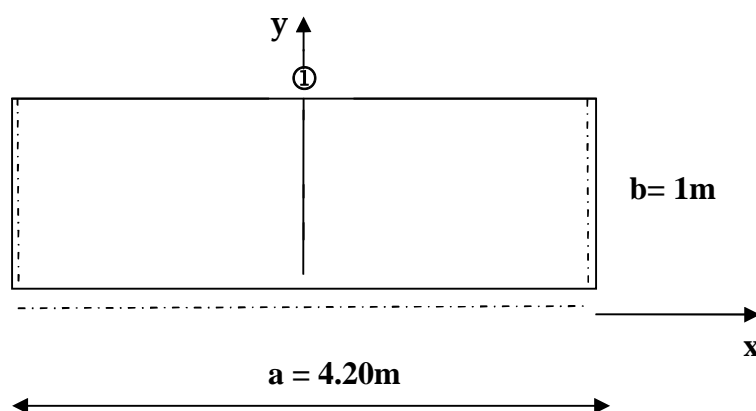
$$q_u = 1.35 G + 1.5Q$$

$$q_u = (1.35 \times 5,16 + 1.5 \times 1,5) \times 1 = 9,22\text{KN/ml.}$$

IV. Calcul des efforts internes :

Le calcul de fera à l'aide des abaques de GALERKIN et HAHN(voir aide mémoire RDM Dunod)

Afin de faciliter les calculs nous allons considérer un panneau de dalle rectangulaire reposant sur 3appuis comme montré dans le schéma ci-dessous :



$$\rho = b/a = 1/4.20 = \underline{0.24}$$

À partir du rapport b/a on tire des de l'abaque de GALERKIN et HAHN les coefficients $\beta_1, \beta_3, \lambda_1, \lambda_2$.

Après interpolation des coefficients on retrouve les valeurs suivantes :

$$\beta_1 = 0.02$$

$$\beta_3 = 0.01$$

$$\lambda_1 = 0.18$$

$$\lambda_2 = 0.63$$

A) Moments fléchissant :

❖ Autour de xx : le moment est max au niveau du point :

$$M_x = \beta_1 \cdot q \cdot a^2 = 0.02 \times 9.22 \times 4.20^2 = 3.25 \text{ KN.M.}$$

❖ Autour de yy : le moment est max au centre du panneau :

$$M_y = \beta_3 \cdot q \cdot a^2 = 0.01 \times 9.22 \times 4.20^2 = 1.63 \text{ KN.M.}$$

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

❖ Autour de xx :

$$M_x = 0.85 \cdot M_x^{\max} = 0.85 \times 3.25 = \underline{2.76 \text{ KN.m}}$$

❖ Autour de yy :

$$M_y = 0.85 \cdot M_y^{\max} = 0.85 \times 1.63 = \underline{1.39 \text{ KN.m}}$$

B) Efforts tranchants :❖ **Dans le sens yy :**

$$T_x = \lambda_2 \cdot q \cdot a \cdot b = 0.63 \times 9.22 \times 4.20 \times 1 = \mathbf{24.40 \text{ KN}}$$

❖ **Dans le sens xx :**

$$T_y = \lambda_1 \cdot q \cdot a \cdot b = 0.18 \times 9.22 \times 4.20 \times 1 = \mathbf{6.97 \text{ KN}}$$

V. Ferrailage de la dalle :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de largeur ($b=1\text{m}$) et d'épaisseur ($e_p=15\text{cm}$).

❖ **Armatures dans le sens yy :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{2.76 \times 10^6}{14.2 \times 1000 \times (130)^2} = 0.012 \leq \mu_u = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.012 \Rightarrow \beta = 0.994$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{2.76 \times 10^4}{348 \times 130 \times 0.994} = 0.61 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5HA10=3.90cm² / ml ; avec un espacement de 20cm

❖ **Armatures dans le sens xx :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1.39 \times 10^6}{14.2 \times 1000 \times (130)^2} = 0.006 \leq \mu_u = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.006 \Rightarrow \beta = 0.997$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{1.39 \times 10^4}{348 \times 130 \times 0.997} = 0.31 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA10=3,14cm²/ml, avec un espacement de 25cm

Vérification à l'ELU :**A) Espacement des armatures :**

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales $S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\}$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

Armatures de répartition $S_t < \min \{4h ; 45\text{cm}\}$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$$

B) Condition de non fragilité : (Art B.7.4/BAEL91)❖ **Dans le sens xx :**

Les armatures tendues d'une section soumise à la flexion doivent présenter une section minimale correspondante aux taux d'armatures suivants :

$$W_x > W_0 (3-\rho) / 2$$

Pour les aciers HA 400 $\longrightarrow W_0 = 0.0008$

$$W_0 (3-\rho) / 2 = \frac{0.0008 \left(3 - \frac{1}{4.20}\right)}{2} = \mathbf{0.001}$$

W_x : Rapport de la section tendue suivant xx par rapport à la section totale du béton.

$$W_x = \frac{A_x}{S} = \frac{3.14}{100 \times 15} = \mathbf{0.002}$$

$$W_x > W_0 (3-\rho) / 2$$

❖ **Dans le sens yy :**

La section minimale suivant yy doit vérifier la condition suivante :

$$W_y > W_0$$

W_y : Rapport de la section tendue suivant yy par rapport à la section totale du béton.

$$W_y = \frac{A_y}{S} = \frac{3.90}{100 \times 15} = \mathbf{0.0026}$$

$$W_y > W_0$$

A) Contrainte tangentielle :(Art.A.5.2,2/ BAEL91)

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$V_{max} = 24.40$ KN.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{24.40 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0,16 \text{ MPa}$$

$$0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires} \checkmark$$

B) Entraînement des barres :(Art.A.6.1,3/ BAEL91)

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Avec : $\Psi_s = 1.5$ (pour les aciers H.A).

Calcul de τ_{se} :

❖ Dans le sens yy :

$$\sum U_i = 3.14 \times 5 \times 10 = 157 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{24.40 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 157} = 1,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{Pas de risque d'entraînement des barres}$$

❖ Dans le sens xx :

$$\sum U_i = 3.14 \times 4 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{24.40 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 125.6} = 1,44 \text{ Donc : } \tau_{se} = \underline{\underline{0.46 \text{ Mpa}}}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$$

E) Longueur d'ancrage droit :(Art A.6.1,2BAEL91)

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Calcul de τ_{su} :

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35.27 \text{ cm ; On prend } L_s = \underline{\underline{40 \text{ cm}}}$$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que

l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet

« Lc » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers HA; **Donc : Lc = 16cm**

VI. Vérification à l'ELS :

A) Combinaison de charges à l'ELS :

$$q_s = 5.16 + 1.5 = \mathbf{6.66 \text{ KN/ml.}}$$

B) Moments fléchissant :

❖ Autour de xx : le moment est max au niveau du point \textcircled{Q}

$$M_x = \beta_1 \cdot q \cdot a^2 = 0.02 \times 6.66 \times 4.2^2 = 2.35 \text{ KN.M}$$

❖ Autour de yy : le moment est max au centre du panneau

$$M_y = \beta_3 \cdot q \cdot a^2 = 0.01 \times 6.66 \times 4.2^2 = 1.17 \text{ KN.M}$$

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

❖ Autour de xx :

$$M_x = 0.85 \cdot M_x^{\max} = 0.85 \times 2.35 = \mathbf{1.99 \text{ KN.m}}$$

❖ Autour de yy :

$$M_y = 0.85 \cdot M_y^{\max} = 0.85 \times 1.17 = \mathbf{0.99 \text{ KN.m}}$$

B) Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3.2/BAEL91)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense donc de faire de vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.

C) Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5.2/BAEL91)

❖ Dans le sens yy :

• Contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.90}{100 \times 13} \times 100 = 0.3$$

$$\rho_1 = 0.3 \Rightarrow k_1 = 42.47 \text{ et } \beta_1 = 0.913$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{1.99 \times 10^6}{0.913 \times 130 \times 400} = 41.16$$

$$\sigma_s = 41.16 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

• Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{41.16}{42.47} = 0.97$$

$$\sigma_{bc} = 0.97 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

❖ Dans le sens xx:

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.14}{100 \times 13} \times 100 = 0.241$$

• Contrainte dans l'acier : $\rho_1 = 0.241 \Rightarrow k_1 = 48.29$ et $\beta_1 = 0.921$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{0.99 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 314} = 26.33$$

$$\sigma_s = 26.33 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

- Contrainte dans le béton

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \quad ; \text{Donc} : \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{27.40}{48.29} = 0,$$

$$\sigma_{bc} = 0.58 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

D) Etat limite de déformation :

La flèche max est au niveau du point \textcircled{D} , elle est donnée par la formule suivante:

$$f = \frac{\psi \cdot p \cdot \alpha^4}{E \cdot h^3}$$

À partir du rapport b/a on tire des de l'abaque de GALERKIN et HAHN le coefficient ψ .
Après interpolation on retrouve la valeur suivante : $\psi = 0.029$

$$f = \frac{0.029 \times 6.66 \cdot 10^{-3} \times 4000^4}{10819.150^3} = \underline{\underline{1.35 \text{ mm}}}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{La flèche admissible est : } \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{1000}{500} = 2 \text{ mm} \\ f = 1.35 \text{ mm} < \bar{f} = 2 \text{ mm} \end{array} \right\} \text{ cv}$$

❖ Conclusion :

La console sera ferrillée comme suit :

- Parties supérieure et inférieure :

1 T10 tous les **20 cm** dans le sens **yy**.
1 T10 tous les **25 cm** dans le sens **xx**.

Ferrailage des consols

IV.1 INTRODUCTION

Les forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur en génie parasismique, connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages.

IV.2 Logiciel utilisé pour la modélisation

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination des modes propres de vibration et des efforts engendrés par les différentes actions appliquées (charge statique et dynamique). Le logiciel **ETABS** (Extended Three Dimensions Analysis Building Systems) est un logiciel de calcul et de conception conçu pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Dans notre projet on a utilisé la version ETABS v9.7 .4.

1. Historique

ETABS a été élaboré aux Etats-Unis d'Amérique par la compagnie 'computers and structures Inc. Berkeley, California', sa première version date de l'année 1984, il a subi plusieurs améliorations, la version considérée dans ce mémoire est récente, elle date de l'an 2009, désigné par ETABS Non linéaire 9.7.4. Les premières versions d'ETABS ont utilisé des techniques d'analyse de structure et de dimensionnement des éléments conformes aux règlements américains (UBC, ACI, etc.), et des améliorations sont apportées au fur et à mesure. Parmi elles, le manuel du logiciel parle d'intégration de plusieurs techniques d'analyse et de divers règlements à travers le monde.

2. Description du logiciel ETABS

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme ; il permet aussi:

- La modélisation de tous types de bâtiments.
- La prise en compte des propriétés des matériaux.
- L'analyse des effets dynamique et statique.
- La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration...etc.
- Le transfert de données avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000).

Rappel : (terminologie)

- ⇒ Grid line : ligne de grille
- ⇒ Joints : nœuds

- ⇒ Frame : portique (cadre)
- ⇒ Shell : voile
- ⇒ Element : élément
- ⇒ Restreints : degrés de liberté(D.D.L)
- ⇒ Loads : charge
- ⇒ UniformedLoads : Charge uniformément répartie
- ⇒ Define : définir
- ⇒ Materials : matériaux
- ⇒ Concrete : béton
- ⇒ Steel : acier
- ⇒ Frame section : dimension de la section d'un élément
- ⇒ Column : poteau
- ⇒ Beam : poutre

3. Etapes de modélisation

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- a) Introduction de la géométrie de l'ouvrage.
- b) Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- c) Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- d) Définition des charges statiques (G, Q).
- e) Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- f) Définition de la charge sismique E.
- g) Chargement des éléments.
- h) Introduction des combinaisons d'actions.
- i) Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

a- Introduction de la géométrie de l'ouvrage

- ✓ **Choix des unités** : c'est la première étape qui vient juste après le lancement de l'ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne **KN.m**

b- Géométrie de base :

On clique sur :

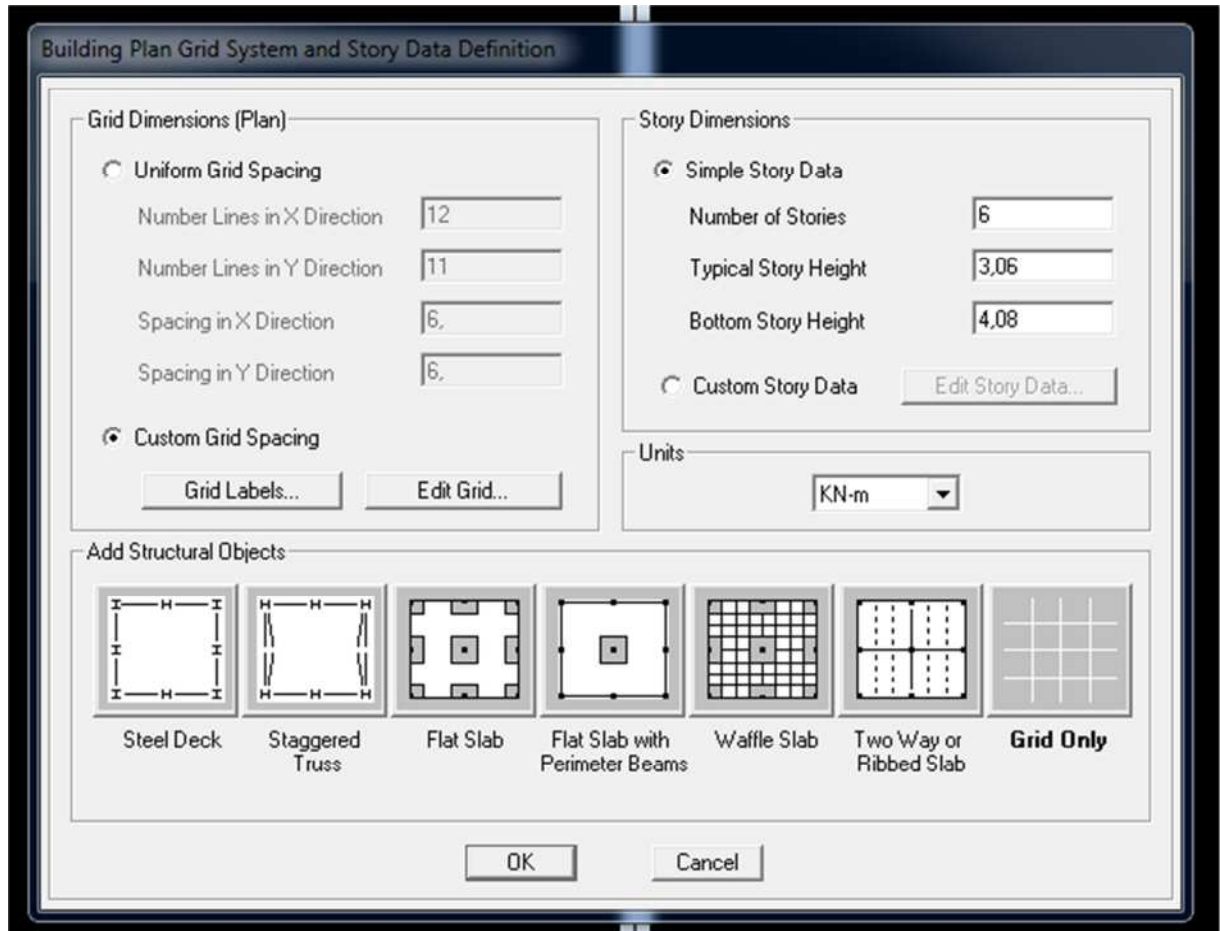
File ⇒ new model ⇒ No ⇒ Custom grid spacing ⇒ STORY DATA

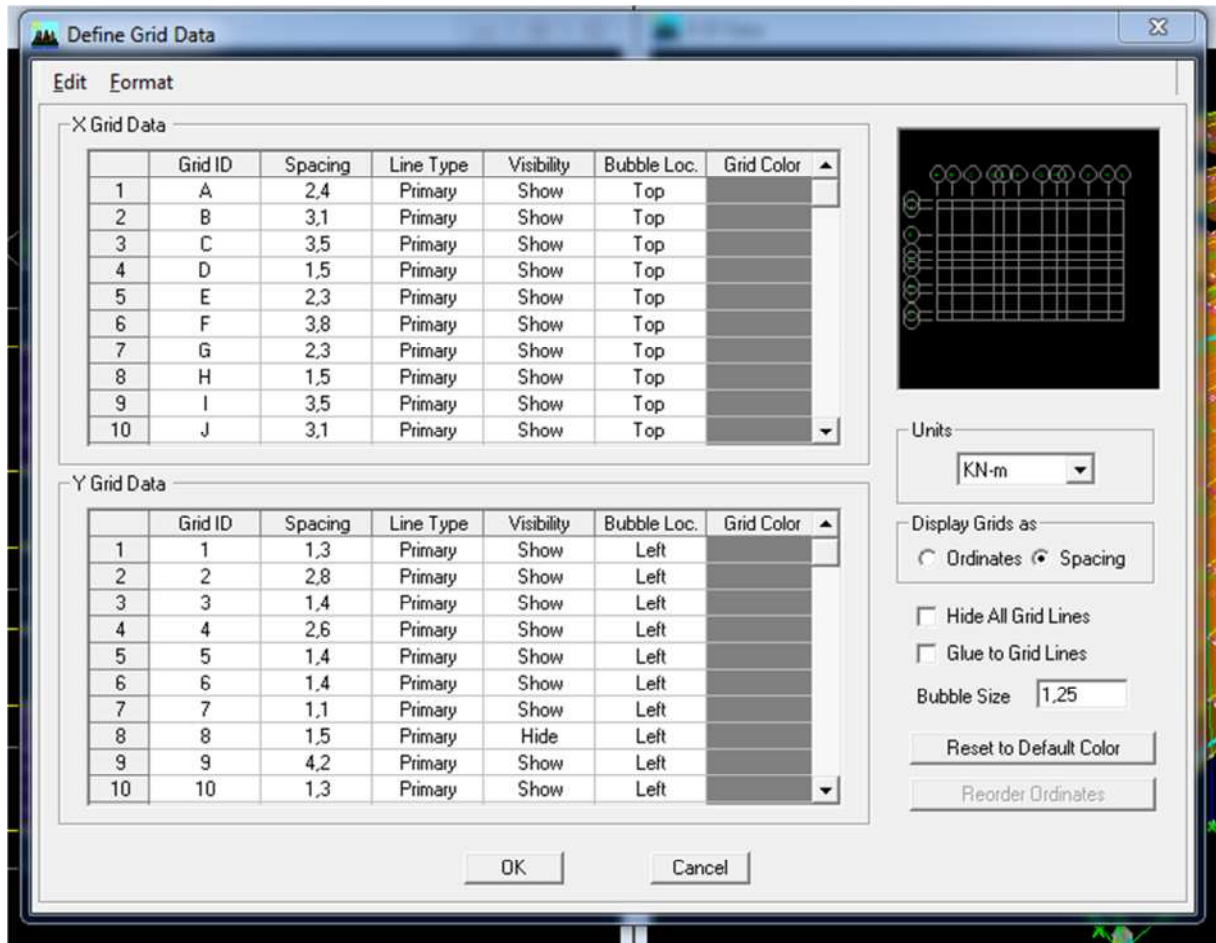
Cette opération permet d'introduire :

- ✓ Le nombre de ligne de construction suivant les deux directions X et Y.
- ✓ Le nombre de travée dans les deux sens X et Y.
- ✓ Les hauteurs de différents étages.
- ✓ Les longueurs de travées.

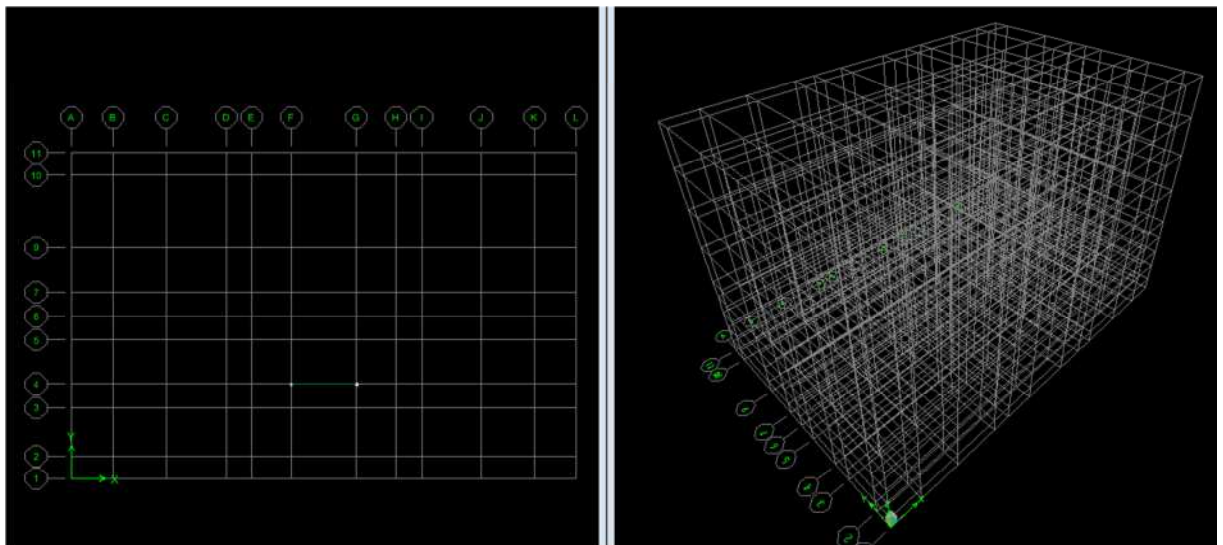
NB :

Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.





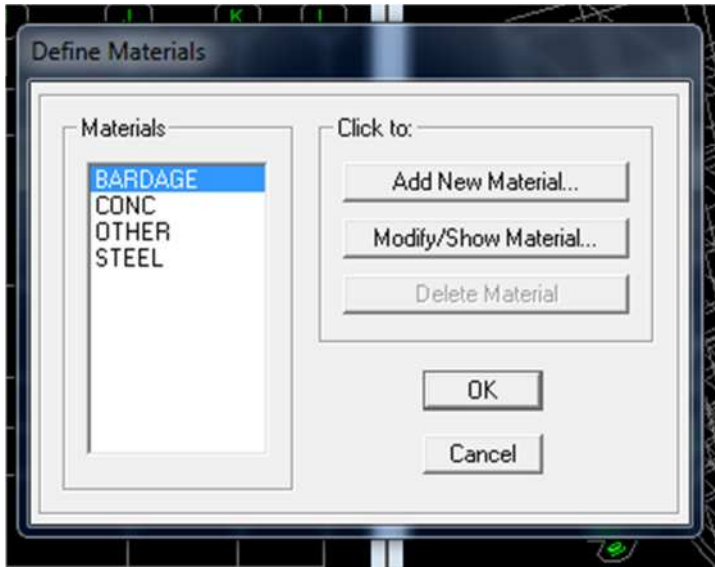
Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.



c- Spécification des propriétés mécaniques des matériaux

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autre), pour cela on clique sur :

Define ⇒ Material Properties ⇒ Conc ⇒ Modify/Show Material

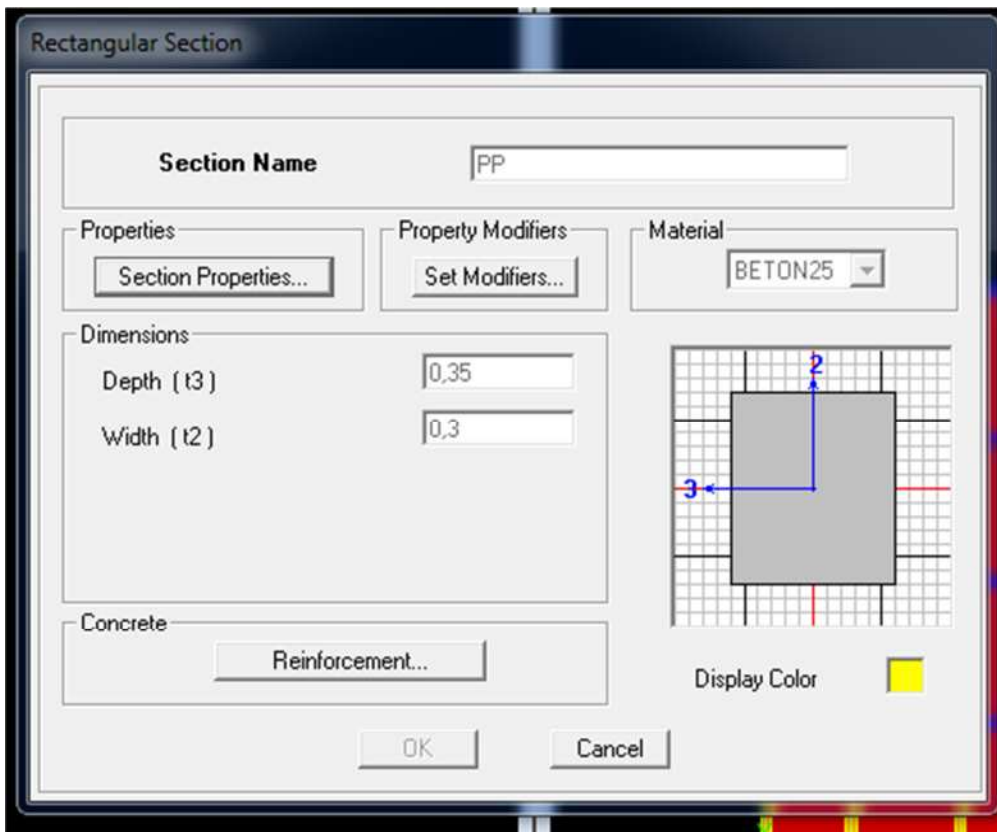


Dans la boîte dialogue qui apparaît, on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

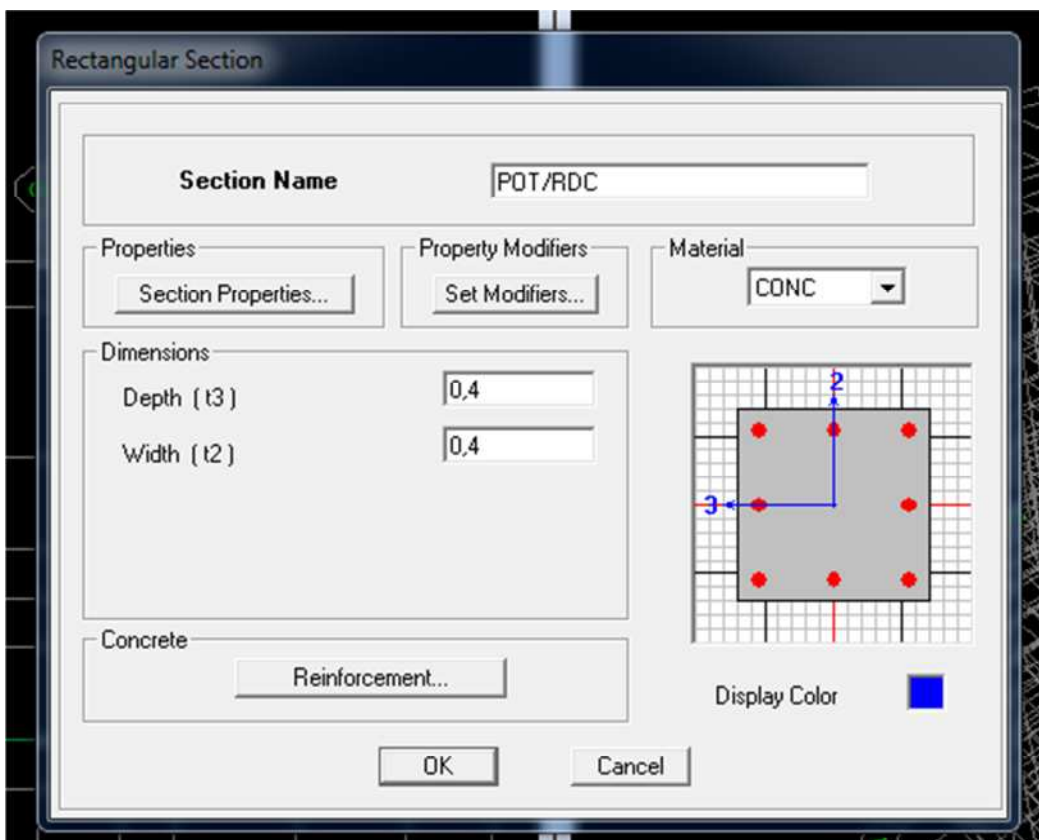
d- Spécification des propriétés géométriques des éléments

La troisième étape consiste à définir les propriétés géométriques des éléments structuraux. On commence par les poutres principales (PP) puis les poutres secondaires (PS) et ceci de la manière suivante :

Define ⇒ Frame Sections ⇒ ADD Rectangular.

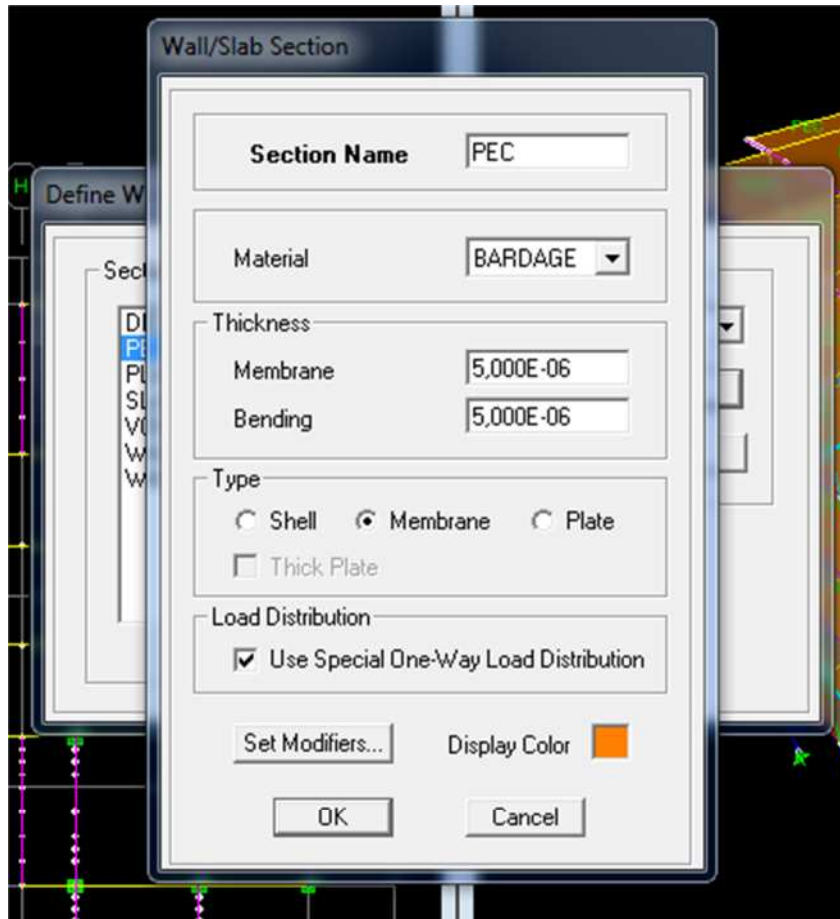


On procède de la même manière pour les poteaux.



Puis, il y a lieu de passer à l'étape de la modélisation des éléments barres (poteaux et poutres). Une fois qu'on termine cette dernière, on passe aux éléments plaques : planchers, dalles pleines (DP) et voiles, d'abord on commence par définir leurs caractéristiques géométriques, on clique :

Define ⇒ Area Sections ⇒ Add New Section



Puis on définit leurs propriétés :

◆ **Dessin des éléments de la structure**

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci-après :



◆ **Pour les poteaux :**

On clique sur le bouton



Une fenêtre s'affiche (**proprietés of Object**) ⇒ **None** on choisit le nom de la section (pot 30x30 par exemple) et on valide.

◆ **Pour la poutre et les voiles :**

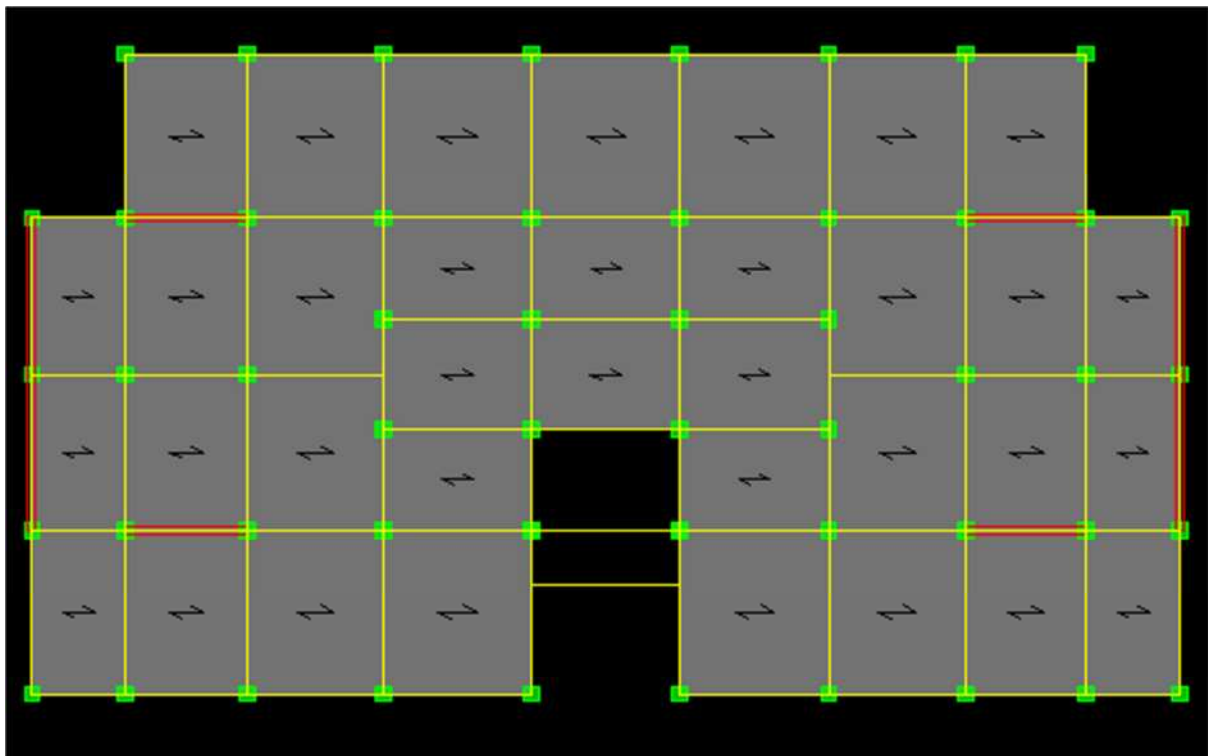
De même que pour les poteaux sauf qu'on clique cette fois sur le bouton  pour les poutres et sur  Pour les voiles ;


◆ **Pour les planchers et dalle pleine :**

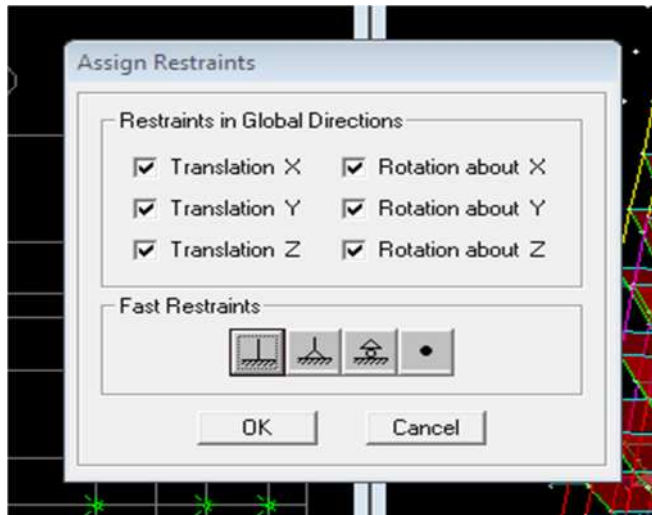
On clique sur le bouton

Une fenêtre s'affiche (**proprietés of Object**) ⇒ **None** on choisit le nom de la section (CC par exemple) et on valide.

Enfin, on obtient la structure suivante :



Après avoir terminer l'étape de modélisation des différents éléments structuraux, on doit définir les appuis et encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment. On sélectionne tout les nœuds à la base et on clique sur le bouton  la fenêtre ci-après s'affichera :



On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

◆ **Masse source**

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \text{ (équation 4-5 RPA 99).}$$

W_i : poids total de la structure.

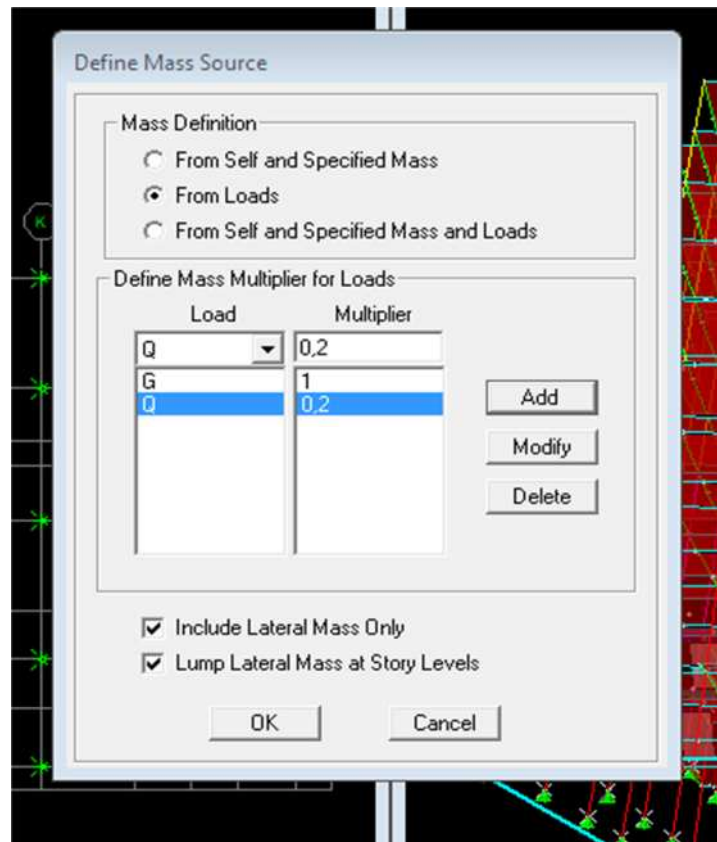
W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels solidaire de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau du 4.5 RPA99 modifier 2003 (on le prend pour notre cas égal à 0,2 (bâtiment d'habitation)).

Pour ce qui est de l'inertie massique, elle est déterminée automatiquement par ETABS.

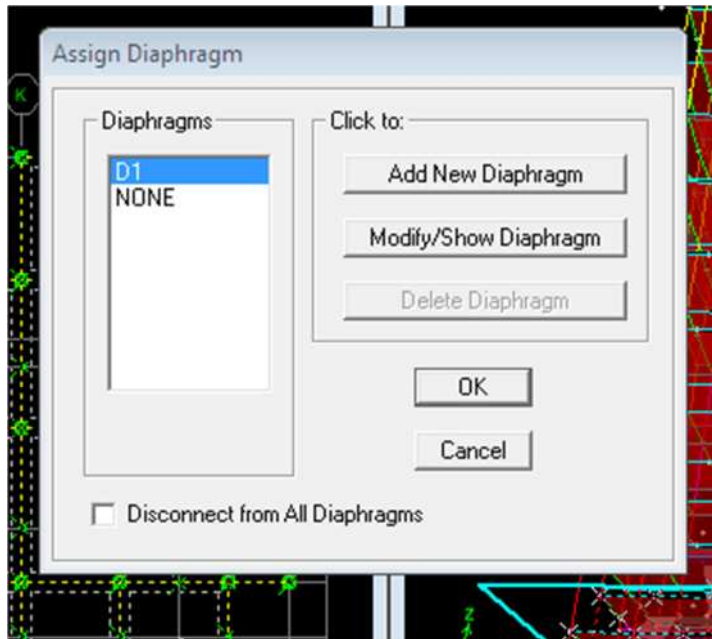
Define ⇒ Masse Source ⇒ From Loads.



- ◆ **Diaphragme** : les masses de planchers sont supposées être concertées en leurs centres de masse. Ces centres de masse sont désignés par la notation de <<Nœuds Maitre>>.

Comme les planchers sont supposés être infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher (nœuds esclaves) à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS, et aussi le comportement de la structure suivra les degrés de libertés des nœuds maitres des différents planchers.

On sélectionne le premier étage : **Assign** ⇒ **Joint/Point** ⇒ **Diaphragmas** ⇒ **D1** ⇒ **OK**.



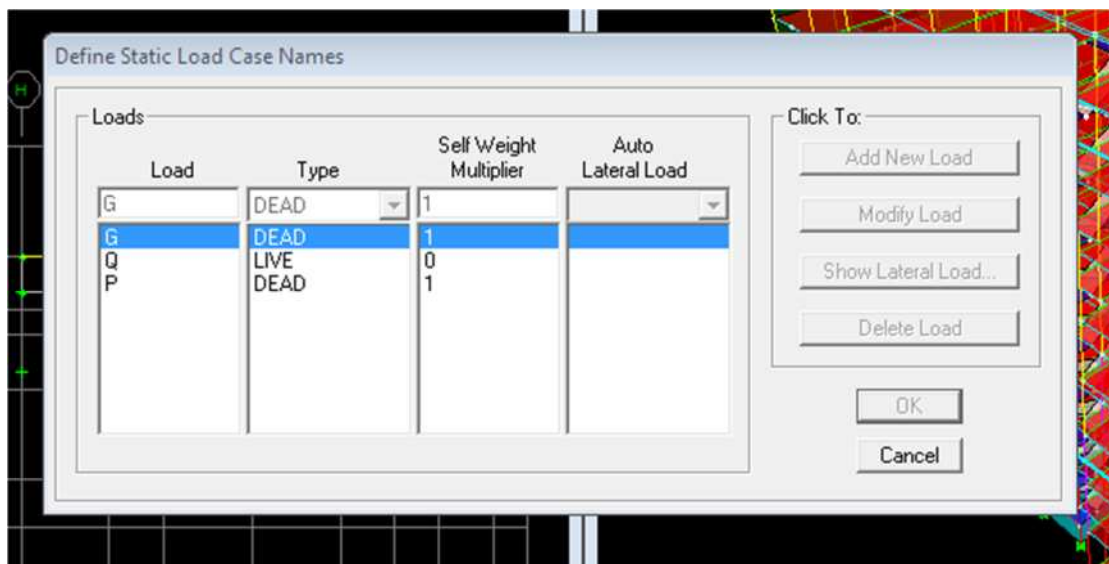
Le deuxième étage Assign \Rightarrow Joint/Point \Rightarrow Diaphragms \Rightarrow Add

New Diaphragm \Rightarrow D2 \Rightarrow OK.

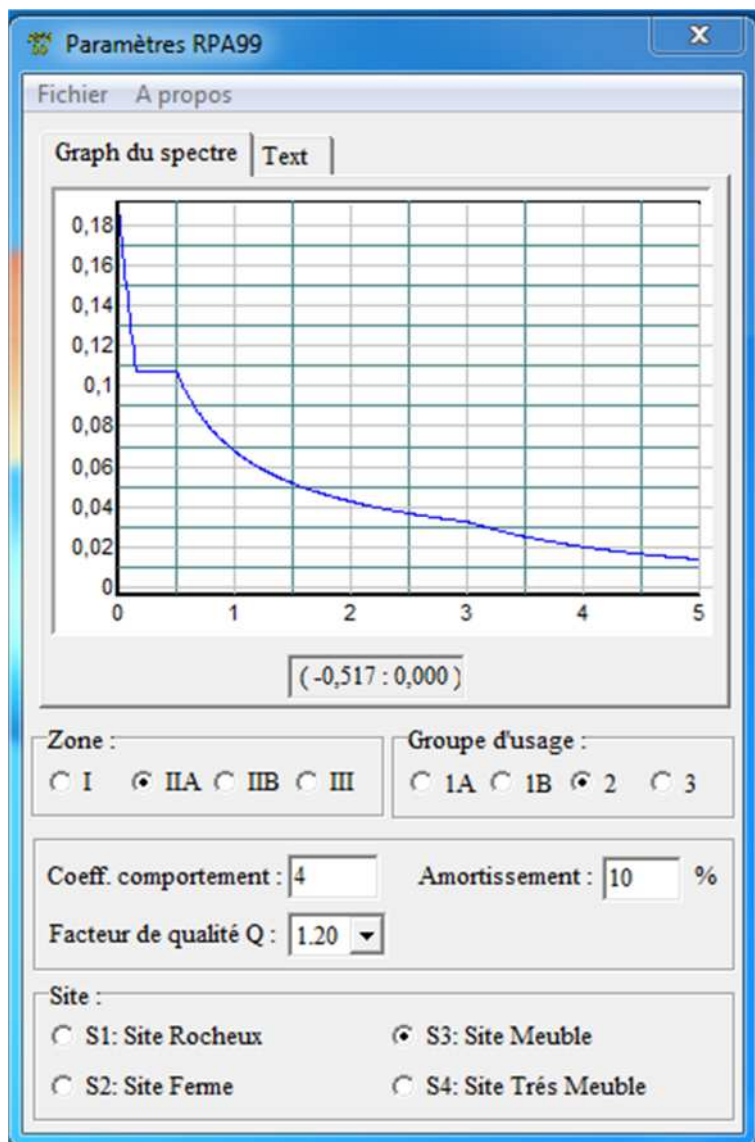
On suit la même procédure pour les autres étages.

e- Définition des charges statiques (G, Q)

La structure est soumise à des charge permanentes (G) et à des charges d'exploitations (Q), pour les définir on clique sur : Define \Rightarrow Static Load Cases.



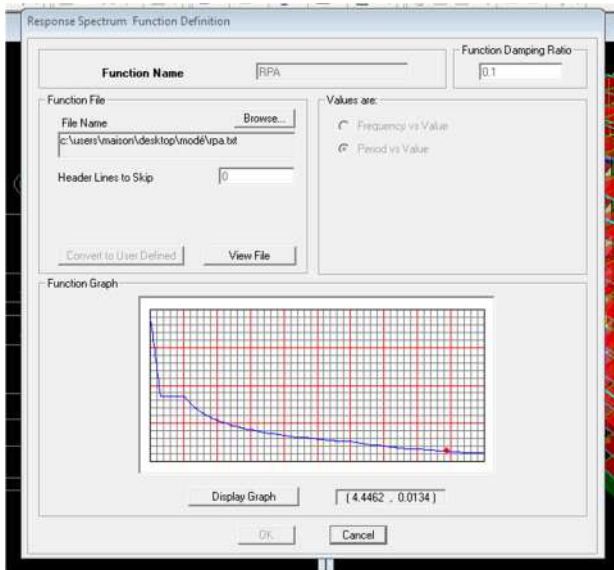
Introduction du spectre de réponse (RPA) selon le RPA/99 version 2003 :



Pour le calcul dynamique de la structure, on introduira un spectre de réponse. Il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propre T .

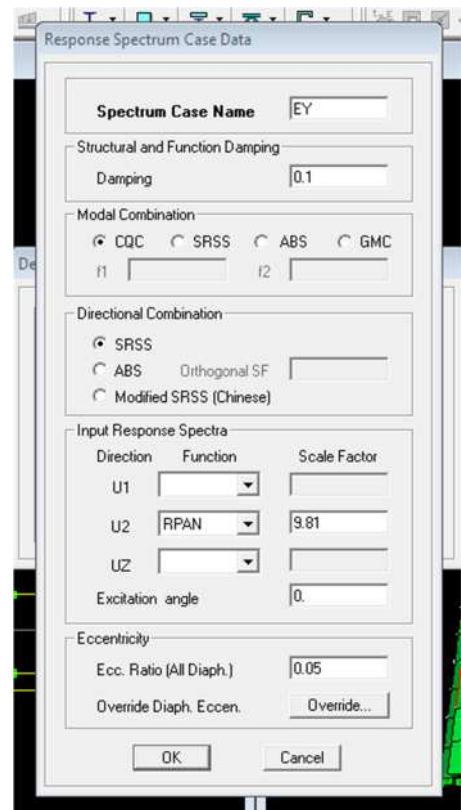
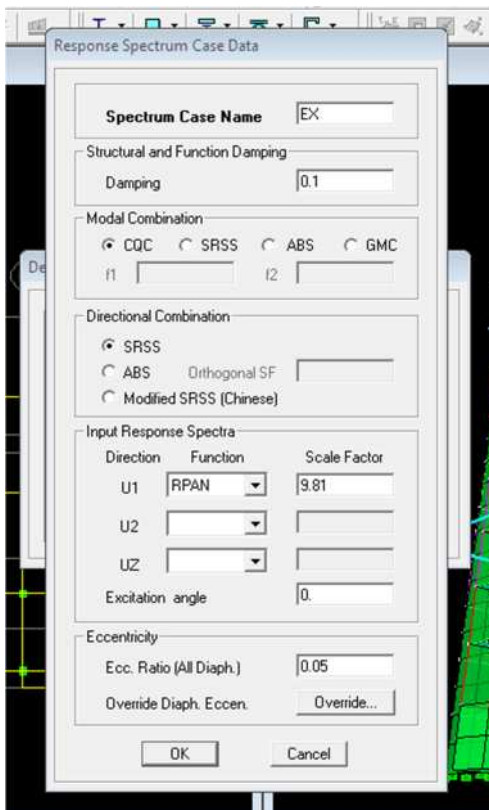
On tire le spectre de réponse du RPA99/version 2003 après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, puis on clique sur **Text** ⇒ **Enregistrer**

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS, on clique sur : **define** ⇒ **responsespectrum** ⇒ **function spectre from file**.



f- Définition de la charge sismique « E »

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique « E » suivant les deux directions X et Y, on clique sur : **Define**⇒**Response Spectrum Cases** ⇒**Add New Spectrum**.



g- Chargement des éléments

On sélectionne les éléments poutre de la périphérie et on leur affecte le chargement /ml (dus aux : mur extérieur, l'acrotère, l'escalier) qui leur revient en cliquant sur : **assign⇒frame/ line load⇒distributed**.

On sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur : **assign⇒ areas load⇒uniform**.

h- Introduction des combinaisons d'actions**❖ Combinaisons aux états limites**

ELU : $1,35 G + 1,5 Q$.

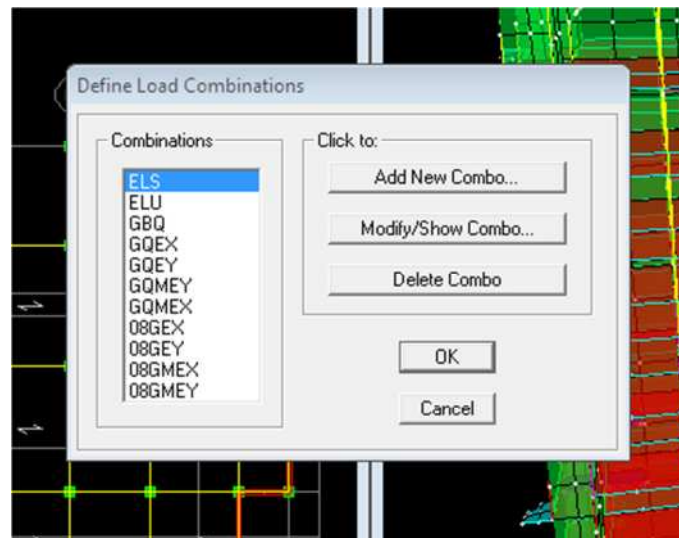
ELS : $G + Q$.

❖ Combinaisons accidentelle du RPA99/version 2003

GQE : $G + Q \pm E$.

08 GE : $0,8G \pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel, on clique sur : **Define⇒Loads Combinaisons⇒Add New Combo**.



i- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats**❖ Lancement de l'analyse**

Pour lancer l'analyse de la structure : on se positionne sur : **Analyze⇒RunAnalysis**

❖ Visualisation des résultats

Déformée de la structure : on clique sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne l'une des combinaisons de charge introduites afin de visualisé la déformé suivant la charge introduite.

Diagramme des efforts internes : on se positionne sur un portique, on clique sur **Display** et on sélectionne **Show Member Forces/Stresses Diagrame**

Déplacement : pour extraire les déplacements, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, puis on clic sur **Show Tables** puis on coche **Displacement** et onchoisi la combinaison.

Effort tranchant et moment dues aux charges sismiques à la base

Show Tables ⇒Building Output⇒ Select Cases/Comb "Ex, Ey" ⇒Story Shears.

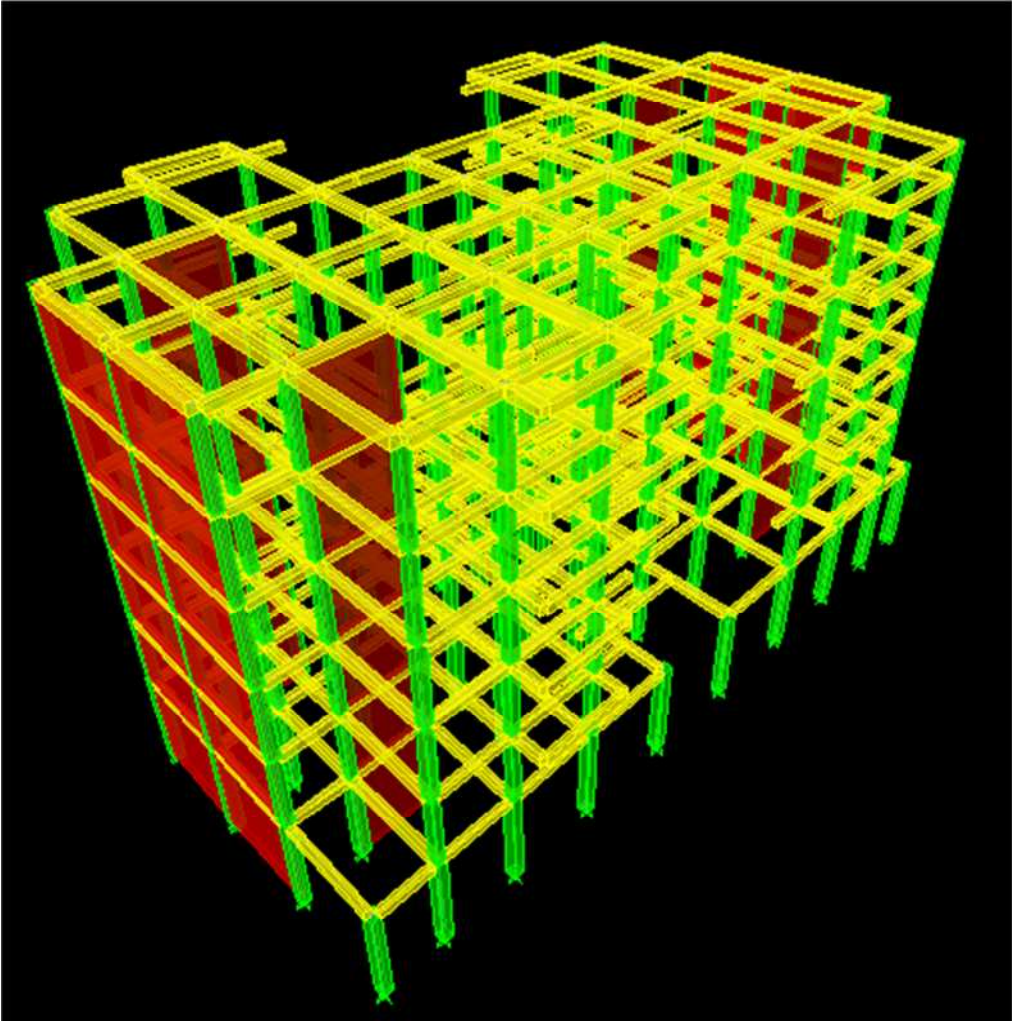
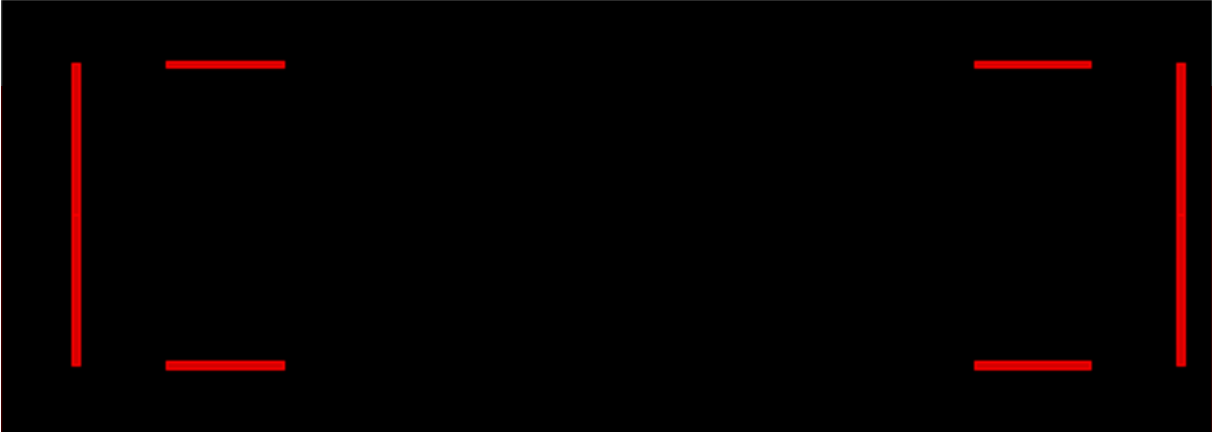
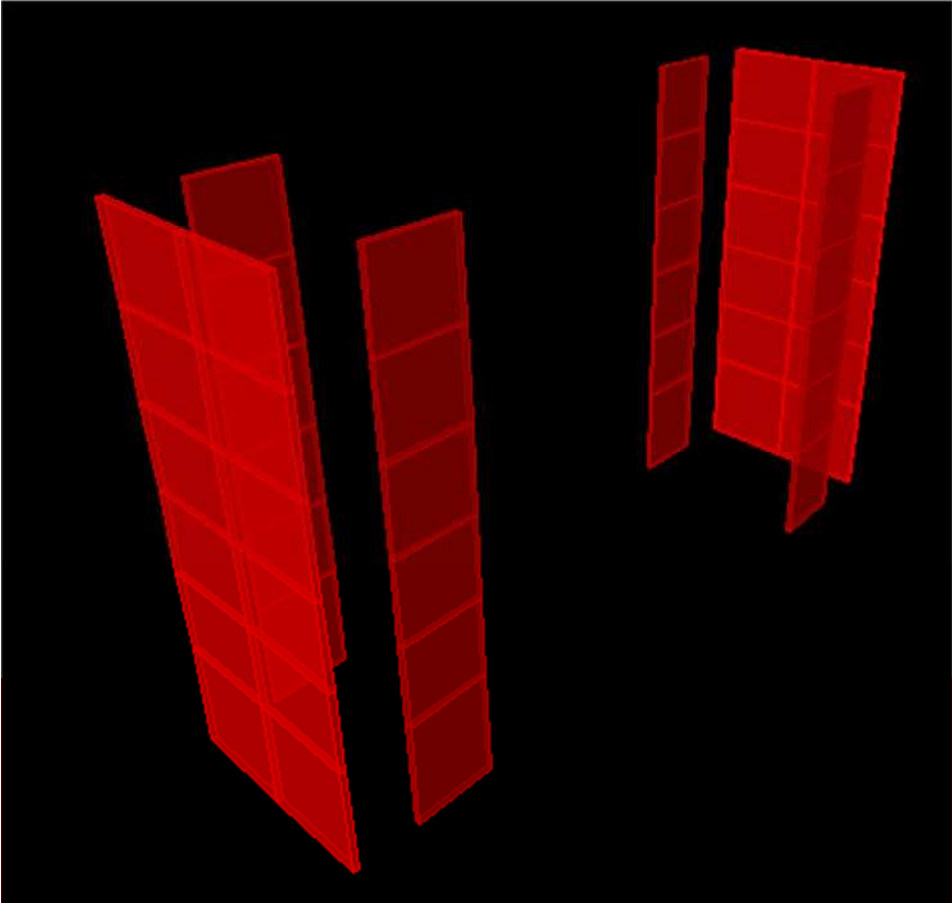


FIGURE IV.1 : Vue en 3D de la structure



Introduction :

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA99/version2003 qui sont :

1. La période fondamentale de la structure.
2. Le pourcentage de participation de la masse modale.
3. Justification du système de contreventement.
4. L'effort tranchant à la base.
5. Justification vis-à-vis des déplacements
6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
7. Spécification pour les poteaux.
8. Vérification au renversement.

1. Vérification de la période empirique T :**1.1- Calcul de la période empirique**

$$T = C_T X (h_N)^{3/4}$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003)
- D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T_1 = 0,05 \times (19,38)^{3/4} = 0,47 \text{ s}$$

1.2- Calcul de la période empirique majorée

$$T_{\text{maj}} = T + 30\% T = 0,611$$

1.3- Détermination de la période par le logiciel ETABS :

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après :

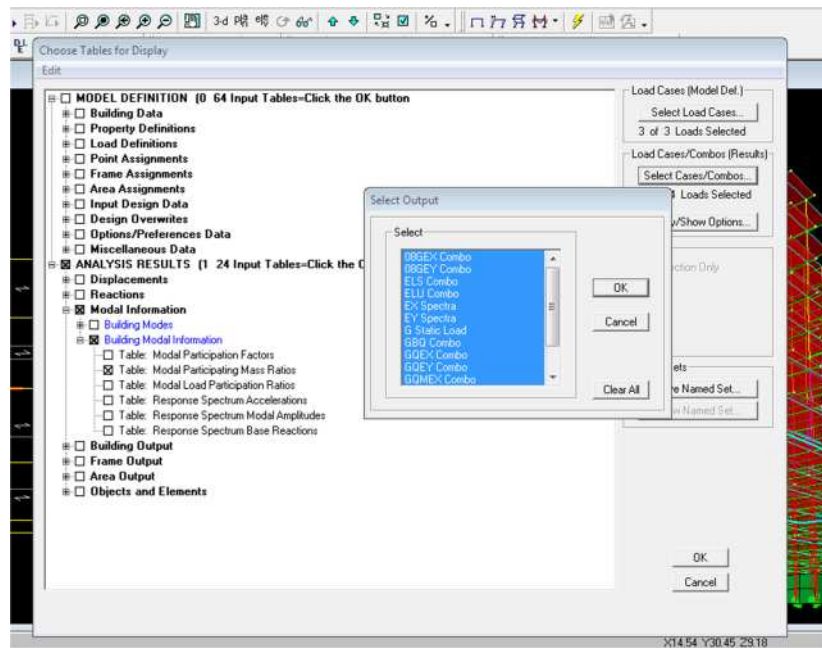
Display → show tables

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS → modal information → Building Modal Information

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combos... → OK → OK



Un autre tableau s'affichera.

On choisit dans la liste déroulante en haut à droite « *Modal Participating Mass Ratios* »

Les résultats s'afficheront comme suit :

Modal Participating Mass Ratios					
Edit View					
Modal Participating Mass Ratios					
	Mode	Period	UX	UY	UZ
▶	1	0,501194	70,4092	0,0000	0,0000
	2	0,284417	0,0000	71,5569	0,0000
	3	0,205546	0,0001	0,0000	0,0000
	4	0,111201	19,9489	0,0000	0,0000
	5	0,065882	0,0000	22,1130	0,0000

❖ Comparaison des résultats

On a :

- La période calculée $T = 0,47$ s
- La période majorée $T_{maj} = 0,611$ s
- La période ETABS $T_{etabs} = 0,501$ s

On remarque que : $T < T_{etabs} < T_{maj}$

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée (majorée).

→ La période est vérifiée

2. Vérification du pourcentage de participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. (article 4.3.4 RPA99 version 2003).

On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période comme indiqué ci-après :

Mode	Period [s]	SumUX [%]	SumUY [%]	SumUZ [%]
1	0,501194	70,4092	0	0
2	0,284417	70,4092	71,5569	0
3	0,205546	70,4093	71,5569	0
4	0,111201	90,3582	71,5569	0
5	0,065882	90,3582	93,6699	0

Tableau V.1 : Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

La somme des masses modales dans le 5^{ème} mode (donné par notre modélisation) dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA (article 4.3.4) est vérifiée.

3. Justification du système de contreventement :

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales 1^{er} Type : poids propre de la terrasse :

$$\frac{5,63 \times 2,4 \times 4}{2} \times 4 = 108,096 \text{KN}$$

- Poids propre de l'étage courant

$$\frac{5,16 \times 2,4 \times 4}{2} \times 4 \times 5 = 495,36KN$$

- Poids propre de la poutre principale :

$$0,35 \times 0,3 \times 4 \times 25 \times 4 \times 6 = 252KN$$

- Poids propre du voile :

$$RDC : 4 \times 0,2 \times 3,73 \times 25 \times 4 = 298,4KN$$

$$\text{Etage courant} : 4 \times 0,2 \times 2,71 \times 25 \times 4 \times 5 = 1084,4KN$$

2^{eme} Type :

Poids propre de la poutre secondaire :

$$0,30 \times 0,25 \times 3,1 \times 25 \times 4 \times 6 = 139,5KN$$

Poids propre du voile :

- RDC : $3,1 \times 0,2 \times 3,73 \times 25 \times 4 = 231,26KN$

- Etage courant : $3,1 \times 0,2 \times 2,71 \times 25 \times 4 \times 5 = 840,1KN$

D'où $G=3448,716KN$

La surcharge :

Surcharge de la terrasse :

$$\frac{1 \times 2,4 \times 4}{2} \times 4 = 19,2KN$$

Surcharge de l'étage courant :

$$\frac{1,5 \times 2,4 \times 4}{2} \times 4 \times 5 = 144KN$$

D'où $Q=163,2KN$

La reprise des charges verticales par les voiles calculés

Manuellement (sous combinaison : $G+0,2Q$) $\rightarrow 3481,356KN$

$$\frac{3481,356 \times 100}{22556,24} = 15,43\%$$

La reprise totale des charges verticales

(Voiles et portiques) tirées de l'ETABS est de 22556,24KN

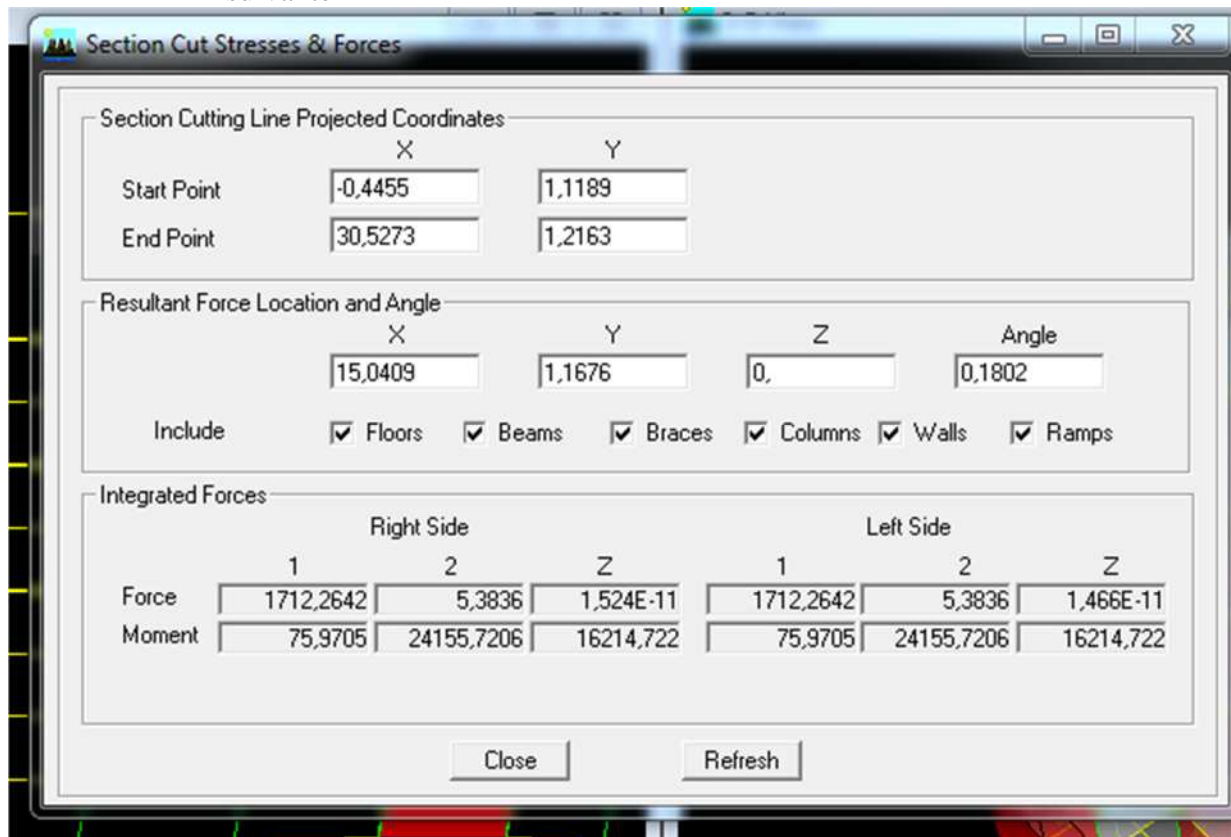
Calcul du pourcentage relatif des charges verticales reprises par les voiles :

Poids propre :

$$15,43\% < 20\%$$

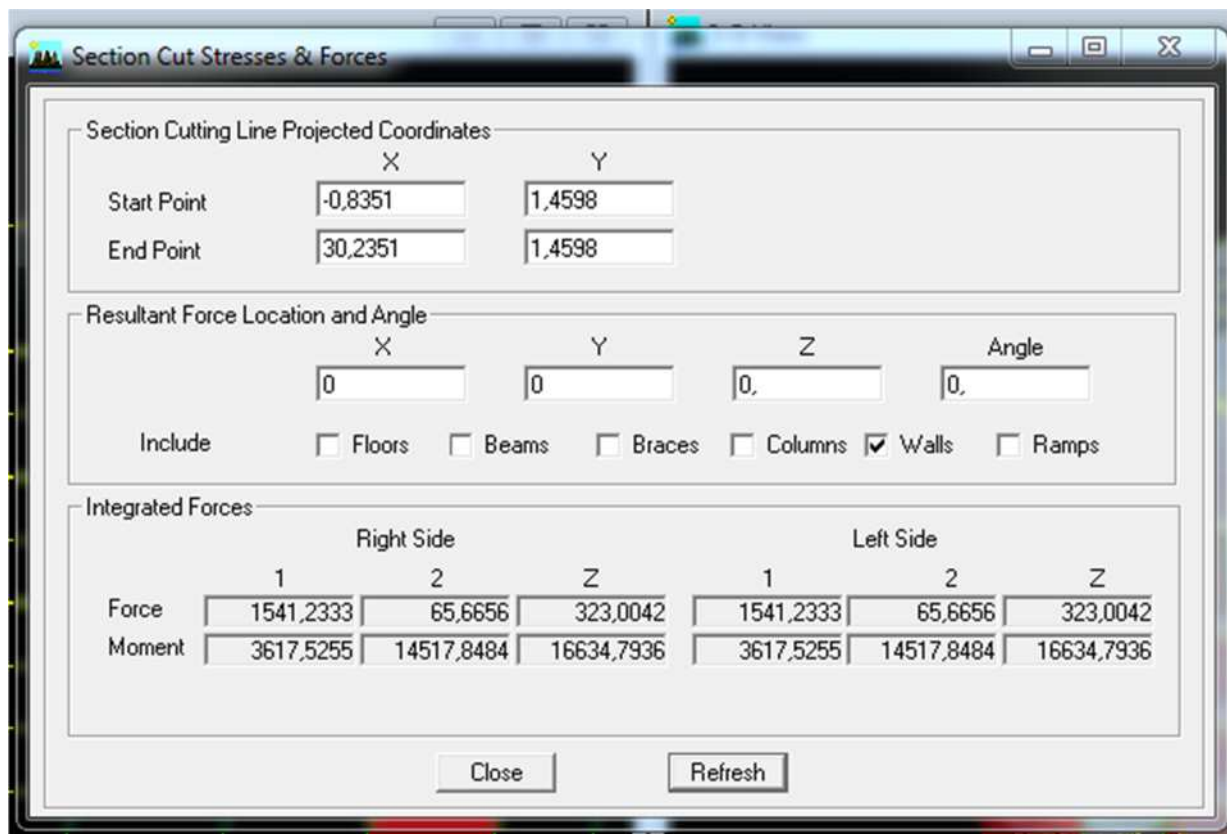
Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont calculées (par le logiciel):

- on choisit d'abord la combinaison en cliquant sur:
Display → *show Deformed shape* → *Load: Ex spectra*
- On met la structure en élévation on choisissant une vue permettant de prendre la totalité des éléments choisi en élévation à travers l'option **Set 3D View** puis on coupe à la base avec:
Draw → *Draw Section Cut*
- Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante



Ensuite, on clique sur **Refresh** on relève la valeur sur la case (**Force-1**) : c'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.

Puis on décoche les cases *columns, floors, beams, braces, ramps* et on clique sur *refresh* comme indiqué sur l'image suivante :



Enfin, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles

De même pour le sens transversal, il suffit de changer la combinaison Ex par Ey et relever les valeurs sur la case (Force-2).

- **Récapitulatif des résultats :**

	Forces reprises par les voiles et poteaux		Force reprises par les voiles uniquement	
Unités	[kN]	[%]	[kN]	[%]
Sens Ex	1694,317	100	1541,233	90
Sens Ey	1920,915	100	1827,268	95
GBQ	19773,403	100	3481,356	15,43

Tableau V.2: Justification du système de contreventement

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on remarque que les voiles dans notre cas ne reprennent que 15,43% des efforts verticaux < 20%

Pour la reprise des charge horizontale, on remarque que les portiques dans notre cas ne reprennent que 10% dans le sens X-X et 5% dans le sens Y-Y des efforts tranchants < 25%

D'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système : portiques contreventés par voiles dont le coefficient de comportement $R=4$ ce qui nous a amené à changer le spectre et l'introduire dans le logiciel ETABS, puis refaire l'analyse.

4. Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6)

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

$$V = \frac{Ax D x Q}{R} W_t \dots \dots \text{Formule (4.1 RPA99)}$$

-Calcul des paramètres A, D, Q, et R :

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage 2
 - Zone sismique II-a
- } $\rightarrow A = 0,15$ (Annexe1 ; Tab 4.1 RPA99)

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T .

Il est donné par la formule :

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

Avec T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/version2003.

$$T_2(S_3) = 0,5 \text{ s}$$

Dans notre cas : $T_2=0,5s < T_{etabs}=0,501s < 3s$ donc : $D=2,5\eta (T_2/ T)^{2/3}$

- le facteur de correction d'amortissement est donné par la formule:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0,7$$

$\zeta(\%)$ est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2/RPA 99) présenté ci-après.

6-Facteur de qualité :

Critères à vérifier	P _q (pénalité)
Conditions minimales sur les files de contreventement	0
Redondance en plan	0
Régularité en plan	0,05
Régularité en élévation	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0,1
$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$	1,20

Tableau V. 3 : récapitulatif des conditions du facteur qualité Q.

- Le Facteur de qualité Q= 1,20

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Dans notre cas : $\zeta=10\%$

D'où $\eta = 0,76 > 0,7$condition vérifiée

Alors : $D=2,5 \times 0,76 \times (0,5 / 0,501)^{2/3}=1,89$

W_t : poids de la structure donné par le logiciel ETABS :

W_t= 22556,24 KN

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0,15
Facteur d'amplification dynamique D	1,89
Facteur de qualité Q	1,20
Coefficient de comportement R	4
Le poids total de la structure W _t [kN]	22556,24

Tableau V.4 : récapitulatif des résultats

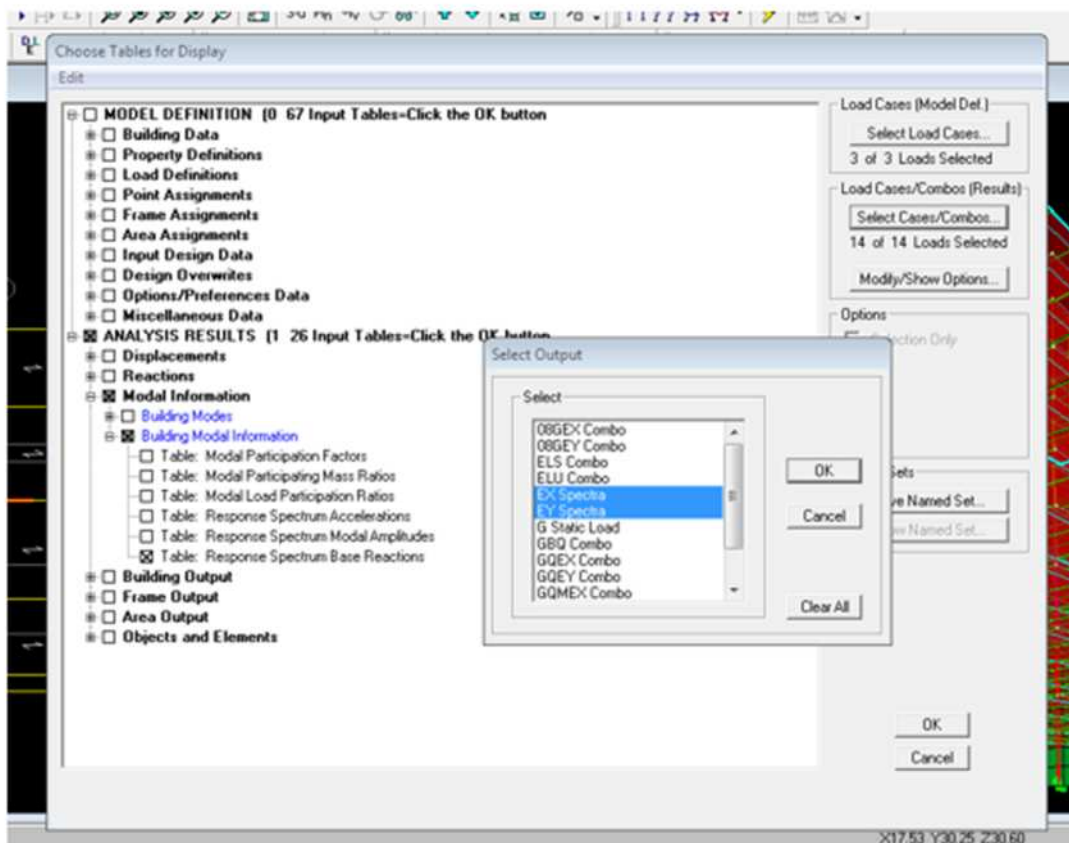
$$V = \frac{0.15 \times 1.89 \times 1.20}{4} \times 22556.24 = 1918.41 \dots KN$$

$$V_{RPA} = 1918,41 KN$$

➤ **Détermination de l'effort tranchant par ETABS**

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

display → *show tables*



Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS → ***modal Information*** → ***building modal information***

Puis on définit les combinaisons Ex et Ey en cliquant sur :

Select cases/combos... → ***OK*** → ***OK***

Les résultats s'afficheront comme suit :

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
▶	EY	1	U1	1855,69	0,00	0,00	0,000	27620,758	-17594,278
	EX	2	U1	0,00	0,00	0,00	-0,001	0,000	0,001
	EX	3	U1	0,00	0,00	0,00	0,001	0,007	-0,024
	EX	4	U1	597,54	0,00	0,00	-0,001	2209,096	-5684,789
	EX	5	U1	0,00	0,00	0,00	0,001	0,000	-0,006
	EX	All	All	1955,85	0,00	0,00	0,002	27733,474	18550,026
	EY	1	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
	EY	2	U2	0,00	1889,60	0,00	-27946,733	0,000	27776,606
	EY	3	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,001
	EY	4	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,001	-0,002
	EY	5	U2	0,00	755,13	0,00	-2567,131	-0,001	11100,658
	EY	All	All	0,00	2043,35	0,00	28095,245	0,001	30036,837

Puis, on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_{x\text{dyn}} = F_1 = 1955,85 \text{ KN}$$

$$V_{y\text{dyn}} = F_2 = 2043,35 \text{ KN}$$

❖ **Comparaison des résultats**

Dans cette présente vérification du RPA99/version 2003, on doit vérifier que les efforts tranchants calculés avec le logiciel « ETABS » sont supérieurs ou égaux à 80% de l'effort tranchant calculé avec la formule de la méthode statique équivalente (V_{RPA}).

Il est rappelé que : $0,8V_{RPA} = 1534,73 \text{ KN}$

• **Sens longitudinal :**

$$V_{x\text{dyn}} = 1955,85 \text{ KN} > 80\% V_{RPA} = 1534,73 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Sens transversal :**

$$V_{y\text{dyn}} = 2043,35 \text{ KN} > 80\% V_{RPA} = 1534,73 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

5. Justification vis-à-vis des déplacements

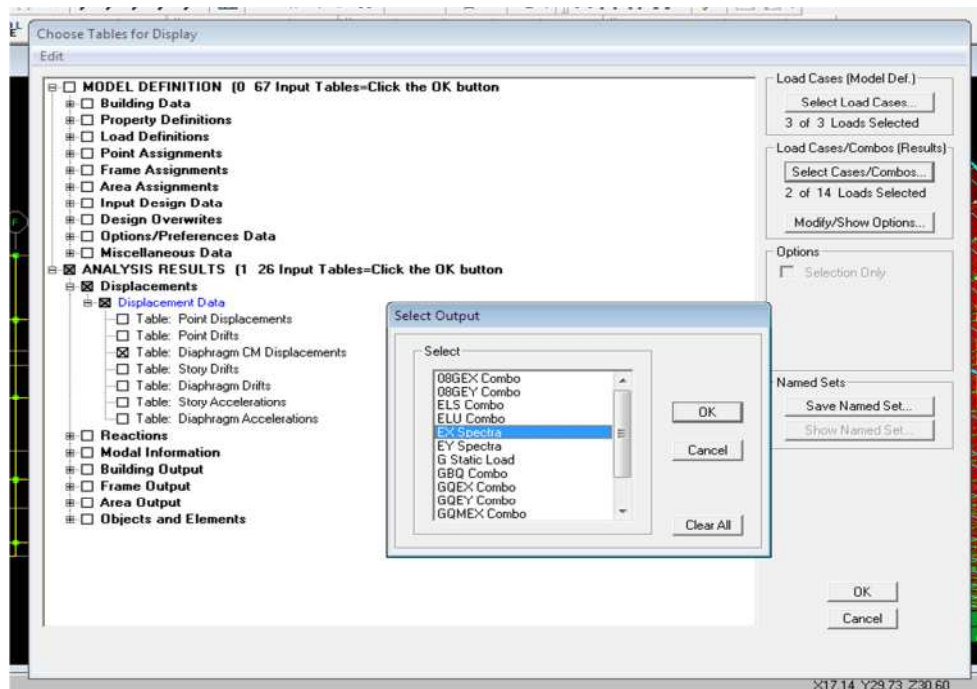
Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10 du RPA 99/version 2003, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

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

- $\delta_k = R \delta_{ek}$: (RPA 99/version 2003 formule 4-19)
- δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)
- R : coefficient de comportement
- δ_{kx} : déplacement longitudinal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure
- δ_{ky} : déplacement transversal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure
- $\Delta_{Kx} = \delta_x^i - \delta_x^{i-1}$: déplacement horizontal suivant le sens longitudinal relatif au niveau « K » par rapport au niveau « $K-i$ » (**formule 4.20 RPA99**)
- $\Delta_{Ky} = \delta_y^i - \delta_y^{i-1}$: déplacement horizontal suivant le sens transversal relatif au niveau « K » par rapport au niveau « $K-i$ » (**formule 4.20 RPA99**)
- H_e : hauteur de l'étage considéré.

- **Dans le sens longitudinal**

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes : *Display* → *show tables* Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes



ANALYSIS RESULTS → ***Displacement Data*** → ***table : Diaphragm CM displacement***

Puis on définit la combinaison Ex en cliquant sur :
Select cases/combos... → 2 fois sur ***OK***

- **Dans le sens transversal**

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey en cliquant sur :

Select cases/combos... → 2 fois sur ***OK***

Story	Diaphragme	Load	δ_{ek}	δ_k	Δ_x	1% He	Conclusion
STORY6	D6	EX	0,0108	0,0378	0,0077	0,0306	cv
STORY5	D5	EX	0,0086	0,0301	0,0077	0,0306	cv
STORY4	D4	EX	0,0064	0,0224	0,00735	0,0306	cv
STORY3	D3	EX	0,0043	0,01505	0,00665	0,0306	cv
STORY2	D2	EX	0,0024	0,0084	0,00525	0,0306	cv

STORY1	D1	EX	0,0009	0,00315	0,00315	0,0408	cv
--------	----	----	--------	---------	---------	--------	----

Story	Diaphragme	Load	δ_{ek}	δ_k	Δ_y	1%He	Conclusion
STORY6	D6	EY	0,0035	0,01225	0,00245	0,0306	cv
STORY5	D5	EY	0,0028	0,0098	0,00245	0,0306	cv
STORY4	D4	EY	0,0021	0,00735	0,00455	0,0306	cv
STORY3	D3	EY	0,0014	0,0049	0,0021	0,0306	cv
STORY2	D2	EY	0,0008	0,0028	0,00175	0,0306	cv
STORY1	D1	EY	0,0003	0,00105	0,00105	0,0408	cv

Tableau V.5 : récapitulatif des résultats trouvés suivant les deux directions :

6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta

L'effet P-Delta ou effet de 2^{ème} ordre peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \theta \leq 0.1$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k »

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : hauteur de l'étage « k »

Niv	P_k	Sens x-x (sous Ex)				Sens y-y (sous Ey)			
		Δ_k	V_k	$V_k \times h_k$	Θ_x	Δ_k	V_k	$V_k \times h_k$	Θ_y
6	3868,28	0,0077	657,22	2011,0932	0,014810	0,00245	674,57	2064,1842	0,004591
5	7333,55	0,0077	1106,81	3386,8386	0,016672	0,00245	1129,96	3457,6776	0,005196
4	10913,18	0,00735	1427,6	4368,456	0,018361	0,00455	1442,71	4414,6926	0,011247
3	14492,81	0,00665	1677,8	5134,068	0,018772	0,0021	1692,92	5180,3352	0,005875
2	18041,32	0,00525	1854,97	5676,2082	0,016686	0,00175	1896,2	5802,372	0,005441
1	22556,24	0,00315	1955,84	7979,8272	0,008903	0,00105	2043,35	8336,868	0,002840

Tableau V.6: Vérification des effets P-Δ dans les deux sens.

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux : $\theta \leq 0,1$

6. Spécification pour les poteaux :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3 \text{ (RPA99 / Version 2003, Art. 7.4.3)}$$

avec : N_d : Effort normal de compression dans les poteaux (sous combinaison sismique)

B_c : Section du poteau

- **Poteaux 40x40 (RDC) :**

$$N_d = 678,24 \text{ KN}$$

$$\nu = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{678,24 \cdot 10^3}{400 \cdot 400 \cdot 25} = 0,17 \leq 0,3 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

7. Vérification au reversement :

Elle se traduit par la vérification dans les deux sens (longitudinal et transversal) suivants :

$$M_s \geq 1,5 \cdot M_r \text{ (RPA99 / Version 2003, Art. 4.4.1)}$$

M_r : Moment renversant obtenu depuis les résultats d'analyse par logiciel (ETABS).

M_s : Moment stabilisant : $M_s = W \cdot \frac{L}{2}$

W : Poids total du bâtiment.

$$\text{Moment stabilisant dans le sens X-X : } M_{sx} = 22556,24 \times \frac{29,80}{2} = 336087,97 \text{ KN.m}$$

Moment stabilisant dans le sens Y-Y : $M_{sy} = 22556,24 \times \frac{19}{2} = 214284,28 \text{ KN.m}$

Moment renversant dans le sens X-X : $M_{rx} = 160,86 \text{ KN.m}$

Moment renversant dans le sens Y-Y : $M_{ry} = 76,22 \text{ KN.m}$

$M_{sx} = 336087,97 \text{ KN.m}$ $1.5 * M_{rx} = 241,29 \text{ KN.m}$ \implies condition vérifiée

$M_{sy} = 214284,28 \text{ KN.m}$ $1.5 * M_{ry} = 114,33 \text{ KN.m}$ \implies condition vérifiée

VI.1 Ferrailage des poteaux :

VI.1.1 Introduction :

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- effort normal maximal (N_{\max}) et moment correspondant ($M_{\text{correspondant}}$).
- effort normal minimal (N_{\min}) et le moment correspondant ($M_{\text{correspondant}}$).
- moment fléchissant maximal (M_{\max}) et l'effort normal correspondant ($N_{\text{correspondant}}$).

- **Conventions (logiciel ETABS):**

$N < 0$: compression

$N > 0$: traction

PS :

1-1, 2-2 et 3-3 sont les axes locaux des sections

Rouge = 1-1 ; Blanc = 2-2 et le Cyan = 3-3

- **Combinaison de calcul :**

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données d'après le RPA 99 Version 2003 et BAEL 91 comme suite :

Selon BAEL 91 :

E.L.U. : Situation durable : $1,35 G + 1,5 Q$ (1)

Selon le R.P.A 99 : Situation accidentelle (article 5.2)

$G + Q \pm E$ (2)

$0,8 G \pm E$ (3)

- **Recommandation du RPA 99/Version 2003**

a) Armatures longitudinales

D'après le RPA99/version 2003 (**Art 7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique **IIa** est limité à:

- ✓ Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau.
- ✓ Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.

- **Recommandation du RPA 99/Version 2003**

b) Armatures longitudinales

D'après le RPA99/version 2003 (**Art 7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique **IIa** est limité à :

- ✓ Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau.
- ✓ Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.

VI.1.2 Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

- **Les efforts internes dans les poteaux :**

Les valeurs des efforts dans le sens le plus défavorable sont résumées dans le tableau ci-dessous selon les différentes combinaisons :

Niveau	Section	Sollicitation	Combinaison	N [KN]	M [KN.m]
RDC	40 × 40	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	ELU	-858,75	0,482
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	0,8GE _y	322,8	1,54
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	ELU	-90,88	-37,101
1 ^{ème} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage	35 × 35	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	ELU	-697,85	1,106
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	0,8GE _x	-50,68	7,325
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	GQME _x	-259,97	22,241
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	30 × 30	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	ELU	267,43	0,827
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	0,8GE _x	18,34	8,551
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	GQME _x	-90,79	19,68

Tableau VI.1: Efforts internes dans les poteaux

Sens longitudinal									
Section	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	nature	A_{inf} (cm ²)	A_{sup} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Ferrailage	$A_{adoptée}$ (cm ²)
40×40	$N^{max} - M^{corres}$	-858,75	0,482	SEC	0	0	12,8	4HA16+4HA14	14,2
	$N^{min} - M^{corres}$	322,8	1,54	SET	4,15	3,92			
	$N^{corres} - M^{max}$	-90,88	-37,101	SPC	0	1,62			
35×35	$N^{max} - M^{corres}$	-697,85	1,106	SEC	0	0	9,8	4HA12+4HA14	10,68
	$N^{min} - M^{corres}$	-50,68	7,325	SEC	0	0			
	$N^{corres} - M^{max}$	-259,97	22,241	SEC	0	0			
30×30	$N^{max} - M^{corres}$	267,43	0,827	SET	3,75	3,94	7,2	8HA12	9,04
	$N^{min} - M^{corres}$	18,34	8,551	SPC	0	0,55			
	$N^{corres} - M^{max}$	-90,79	19,68	SPC	0	0,66			

Tableau VI2 calcul les armatures pour les poteaux

- Vérifications à L'ELU :

**1- Armatures longitudinales selon les recommandations du RPA
[Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003] :**

- les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets aux extrémités.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton en zone II_a sont résumés dans le tableau ci-dessous:

Section des poteaux [cm ²]	%minimal d'armatures $A_{\min} = 0,8\% \cdot bh$ [cm ²]	% maximal d'armatures	
		Zone courante $A_{\max} = 4\% \cdot bh$ [cm ²]	Zone de recouvrement $A_{\max} = 6\% \cdot bh$ [cm ²]
40 × 40	12,8	64	96
35 × 35	9,8	49	73,5
30 × 30	7,2	36	54

Tableau VI.3 : sections d'acier minimales et maximales recommandées par le RPA.

- Le diamètre minimum est de **12 mm**.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ≤ 25 cm.
- Délimitation de la zone nodale

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \right\}$$

$$L' = 2 \times h$$

Avec :

h_e : Hauteur de l'étage, elle est de **3,06m** pour les étages courants et **4,08m** pour RDC.

(b_1, h_1): dimensions du poteau.

h : hauteur de la poutre.

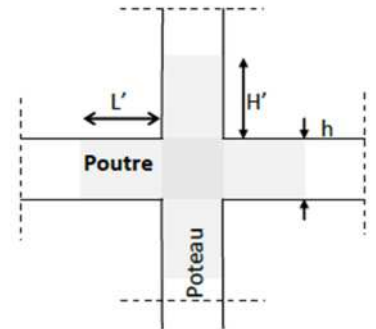
Poteaux (40×40) : $h' = 68$ cm.

Poteaux (35×35) : $h' = 60$ cm

Poteaux (30×30) : $h' = 60$ cm.

Poutre principale : $L' = 2 \times 35 = 70$ cm

Poutre secondaire : $L' = 2 \times 30 = 60$ cm



2- Armatures transversales selon les recommandations du RPA [Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003] :

- **Diamètre des barres (Art A.8.1,3/BAEL91modifiée 99) :**

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \quad \text{soit :} \quad \phi_t = \mathbf{8 \text{ mm}}$$

Avec :

ϕ_l : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

Nous adopterons des cadres de section : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 = 2 \text{ cadres HA8}$.

- **Vérification de la quantité d'armatures :**

La quantité minimale d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0,3 \% \times S_t \times b \quad \text{si: } \lambda_g \geq 5$$

Interpoler entre les deux valeurs limites si: $3 \leq \lambda_g \leq 5$

Section des poteaux des différents niveaux	hauteur libre du poteau	$\lambda_g = \frac{L_f}{h}$	ρ_a
40×40	$L_0 = 4,08 \text{ m}$	7,14	2,5
35×35	$L_0 = 3,06 \text{ m}$	6,12	2,5
30×30	$L_0 = 3,06 \text{ m}$	7,14	2,5

Tableau VI.4 : coefficients correcteurs " ρ_a " en fonction de l'élanement géométrique du poteau " λ_g ".

Poteaux	$A_t^{\min} [\text{cm}^2]$		$A_{\text{adoptée}} [\text{cm}^2]$	Observation	
	Zone courante $S_t = 15\text{cm}$	Zone nodale $S_t = 10\text{cm}$		Zone courante	Zone nodale
40×40	1,8	1,2	2,01	CV	CV
35×35	1,575	1,05	2,01	CV	CV
30×30	1,35	0,9	2,01	CV	CV

Tableau VI.5 : Quantité minimale d'armatures transversales.

Conclusion :

Les armatures transversales des poteaux (40×40), (35×35) et (30×30) seront composées de 2 cardes $\emptyset 8$ $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$.

a. Vérification au cisaillement:

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite $\bar{\tau}_{bu}$.

$$\text{Avec : } \tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

Selon le RPA :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} [\text{Art 7.4.3.2 RPA 99/ version 2003}]$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si: } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si: } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Selon le BAEL :

$$\bar{\tau}_{bu} = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} [\text{Art A.5.1,211/BAEL 91}]$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Section	V_u [KN]	τ_{bu}	ρ_d	$\bar{\tau}_{bu}$ (RPA) [MPa]	$\bar{\tau}_{bu}$ (BAEL) [MPa]	observation
40×40	15,54	0,105	0,075	1,875	3,33	Condition vérifiée
35×35	15,02	0,134	0,075	1,875	3,33	Condition vérifiée
30×30	13,77	0,170	0,075	1,875	3,33	Condition vérifiée

Tableau VI.6 : Vérification des contraintes tangentielles

a. Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221) :

Pour le $\emptyset 16 \rightarrow L = 40\emptyset = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$

Pour le $\emptyset 14 \rightarrow L = 40\emptyset = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$

Pour le $\emptyset 12 \rightarrow L = 40\emptyset = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$

VI.1.3 Vérification à L'ELS :**a. Condition de non fragilité :**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivant :

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\text{min}} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

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

Niveau	Section	Sollicitation	N_s [KN]	M_s [KN.m]	A_{min} [cm ²]	$A_{adoptée}$ [cm ²]	observation
RDC	40 × 40	$N^{max} - M^{corres}$	-624,87	0,352	1,79	14,2	Condition vérifiée
		$N^{min} - M^{corres}$	-25,98	9,733			
		$N^{corres} - M^{max}$	66,02	26,87			
, 1 ^{er} 2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage	35 × 35	$N^{max} - M^{corres}$	-507,8	0,807	1,35	10,68	Condition vérifiée
		$N^{min} - M^{corres}$	-114,54	6,758			
		$N^{corres} - M^{max}$	-456,23	14,27			
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	30 × 30	$N^{max} - M^{corres}$	-194,97	0,602	0,97	9,04	Condition vérifiée
		$N^{min} - M^{corres}$	-38,61	8,279			
		$N^{corres} - M^{max}$	-64,99	9,025			

Tableau VI.7 : vérification de la condition de non fragilité.

b. État limite d'ouvertures des fissures:

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

c. Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91):

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Remarque :

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant le logiciel [SOCOTEC]

Niveau	Section	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	$e_s(m)$	Observation	σ_{bsup} (MPa)	σ_{binf} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérfications
RDC	40×40	$N^{max} - M^{corres}$	-624,87	0,352	0,0005	SEC	3,94	3,97	15	CV
		$N^{min} - M^{corres}$	-25,98	9,733	-0,0088	SEC	0,18	0,14		CV
		$N^{corres} - M^{max}$	-66,02	-26,87	0,4069	SPC	6,18	0		CV
1,2 et 3 étage	35×35	$N^{max} - M^{corres}$	-507,8	0,807	-0,0015	SEC	4,26	4,03	15	CV
		$N^{min} - M^{corres}$	-114,54	6,758	-0,0092	SEC	1,08	0,79		CV
		$N^{corres} - M^{max}$	-456,23	14,27	-0,0312	SEC	5,72	1,73		CV
4,5 étage	30×30	$N^{max} - M^{corres}$	-194,97	0,602	-0,0030	SEC	2,3	2,03	15	CV
		$N^{min} - M^{corres}$	-38,61	8,279	0,2502	SPC	0,47	0		CV
		$N^{corres} - M^{max}$	-64,99	9,025	-0,1388	SPC	4,28	0		CV

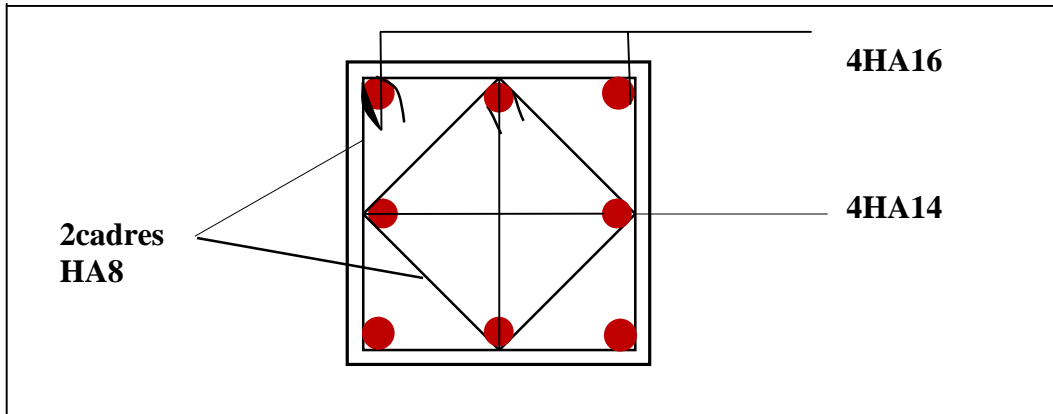
Tableau VI.8 : Vérification des contraintes.

Schéma de ferrailage des poteaux :

- **Poteaux (40×40) :**

-Les armatures longitudinales : $4HA16 + 4HA14 = 14,2cm^2$

-Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01cm^2$

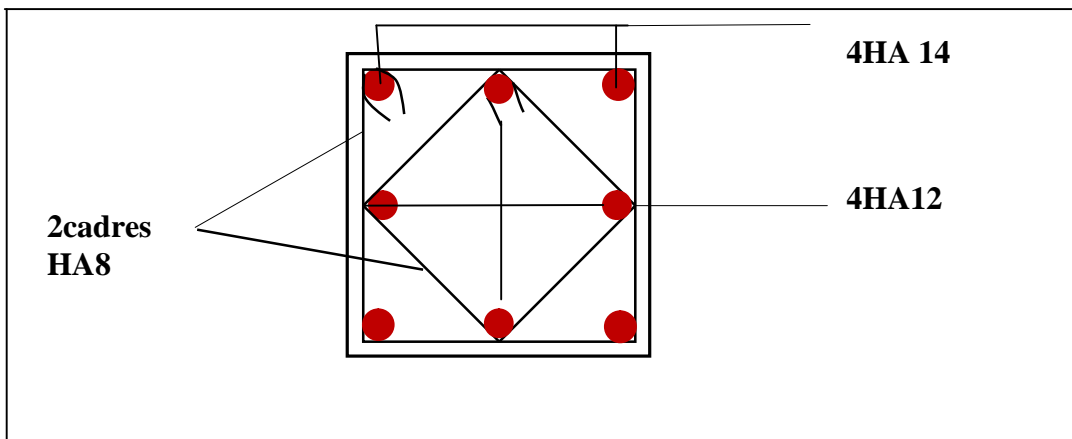


Ferraillage poteau 40× 40

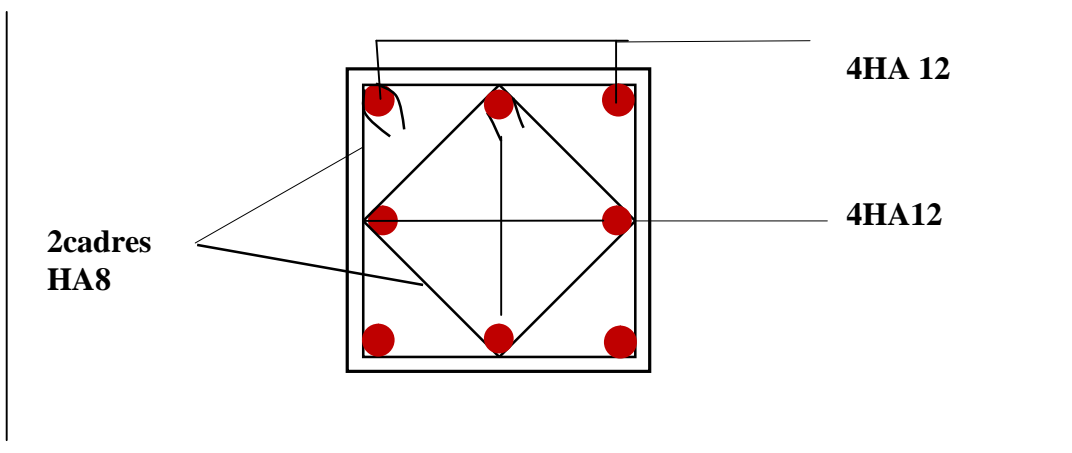
- Poteaux (35×35) :

-Les armatures longitudinales : $4HA14 + 4HA12 = 10,68\text{cm}^2$

-Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01\text{cm}^2$



Ferraillage poteau 35× 35



Ferraillage poteau 30× 30

VI.2 Ferrailage des poutres :

Les poutres seront calculées en flexion simple, leur ferrailage sera fait en utilisant les moments les plus défavorables extraits du logiciel ETABS, en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

➤ **Les combinaisons de calcul :**

Ils sont ferrillés en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables, et vérifiées à L'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- 1.35G+1.5Q..... à l'ELU
- G + Q à l'ELS
- G+Q±E.....RPA99 révisé 2003
- 0.8G± E.....RPA99 révisé 2003

VI.2.1- Recommandations et exigences du RPA :

a. Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA 99/ version 2003]:

- 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 de recouvrement.

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant :

	0.5% bh	4%bh	6%bh
Poutre principale (30 × 35)	5,25	42	63
Poutre secondaire (25 × 30)	3,75	30	45

Tableau VI.9 : Section des armatures longitudinales.

- La longueur minimale des recouvrements est de : 40∅ en zone IIa;
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures, est effectué au niveau des poteaux de rive, il est fait avec des crochets d'angle droit (**90°**).

b. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

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

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

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :
Min $\left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset\right)$;
- En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2}$

∅ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.2.2- Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

a. Ferrailage des poutres :

Remarque : Les efforts internes au niveau des poutres sont tirés suivant la combinaison de L'ELU.

▪ Poutre principale:

- En travées:

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{35,362 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14,2} = 0,081 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

Avec : $\beta = 0,957$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{35,362 \times 10^3}{0,957 \times 32 \times 348} = 3,32 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{52,555 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 18,48} = 0,093 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,951$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{52,555 \times 10^3}{0,951 \times 32 \times 400} = 4,32 \text{ cm}^2$$

▪ Poutre secondaires:

- En travées:

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8,471 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14,2} = 0,032 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{8,471 \times 10^3}{0,984 \times 27 \times 348} = 0,92 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis:

- Appui supérieur :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{19,751 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 18,48} = 0,058 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,970$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{19,751 \times 10^3}{0,970 \times 27 \times 400} = 1,88 \text{ cm}^2$$

- Appui inférieur:

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{15,816 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 18,48} = 0,046 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,976$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{15,816 \times 10^3}{0,976 \times 27 \times 400} = 1,50 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage est résumé dans les tableaux suivants:

▪ **Ferrailage des poutres principales (30×35) :**

	M_{\max} (KN.m)	μ_b	Obs	B	A_{st}	Ferrailage	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
En travée	35,362	0,081	SSA	0,957	3,32	3HA12(fil)	3,38
Aux appuis	52,555	0,093	SSA	0,951	4,32	3HA12(fil) +2HA10(chap)	4,96

Tableau VI.10 : ferrailage des poutres principales

Ferrailage des poutres secondaires (25×30) :

	M_{\max} (KN.m)	μ_b	Obs	B	A_{st}	Ferrailage	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
En travée	-8,471	0,032	SSA	0,984	0,92	3HA12 (fil)	3,38
Appuis sup	-19,751	0,058	SSA	0,970	1,88	3HA12(fil) +2HA10(chap)	4,96
Appuis inf	15,816	0,046	SSA	0,976	1,50	3HA12(fil) +2HA10(chap)	4,96

Tableau VI.11 : ferrailage des poutres secondaires.

VI.2.3- Vérifications à l'ELU:**a. Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):**

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

		A_{st}	A_{min}	vérifications
Poutres principales	En travée	3,32	5,25	CV
	Aux appuis	4,32		CV
Poutres secondaires	En travée	0,92	3,75	CV
	Appui sup	1,88		CV
	Appui inf	1,50		CV

Tableau VI.12 : Vérifications armatures longitudinales à l'ELU.

Toutes les sections sont vérifiées par rapport à la section minimale des aciers du RPA

a) Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

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

Calcul de l'espacement S_t :

		Calcul de S_t (cm)		$A_t = 0,003 \times S_t \times b$	Ferrailage [cm ²]
Poutre principale	Zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$	Min [8,75;14,4]	$S_t = 10$	0,90	4HA8=2,01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 17,5$ cm	$S_t = 15$	1,35	
Poutre secondaire	Zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$	Min [7,5;12]	$S_t = 10$	0,75	4HA8=2,01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 15$ cm	$S_t = 15$	1,125	

Tableau VI.13: Vérifications des armatures transversal à l'ELU

a. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec : } T_U^{\max} = \text{Effort tranchant max à l'ELU;}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0,2 \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

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

Poutres	Efforts tranchant (KN)		b (cm)	D (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	observation
	T_{\max}						
Principales	T_{\max}	71,95	30	32	0,75	3,33	Condition vérifiée
Secondaires	T_{\max}	32,01	25	27	0,47	3,33	Condition vérifiée

Tableau VI.14: Vérification au cisaillement.**▪ Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left[T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right] \text{ Avec : } M_u \text{ en valeur algébrique.}$$

$$\text{Si: } \left[T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right] < 0 \Rightarrow \text{la vérification n'est pas nécessaire.}$$

▪ Pour les poutres principales :

$$T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 71,95 - \frac{52,555}{0.9 \times 0.32} = -110,53 < 0$$

▪ Pour les poutres secondaires :

$$T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 32,01 - \frac{19,751}{0.9 \times 0.27} = -49,27 < 0$$

\Rightarrow Donc aucune vérification n'est nécessaire.

b. Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres BAEL [Art A.6.1.3] :

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

$\psi_s = 1,5$: Coefficient de scellement **HA**

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

▪ **Poutres principales :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 8 \times 3,14 \times 1,2 = 30,14 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{71,95 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 301,04} = 0,83 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} = 0,83 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V.}$$

▪ **Poutres Secondaires :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 8 \times 3,14 \times 1 = 25,12 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{32,01 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 251,2} = 0,524 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} = 0,524 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \\ \Rightarrow \text{C.V.}$$

c. Ancrage des armatures BAEL [Art A.6.1.22] :

Longueur de scellement : $l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$ avec: $\tau_{se} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$

- Pour les \varnothing_{12} : $L_s = 42,32 \text{ cm}$
- Pour les \varnothing_{10} : $L_s = 35,27 \text{ cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est au moins égale à : $0,4 l_s$ pour les aciers HA.

- Pour les \varnothing_{12} : $L_a = 16,93 \text{ cm}$
- Pour les \varnothing_{10} : $L_a = 14,11 \text{ cm}$

VI2.4 Vérifications à L'ELS :

a) Condition de non fragilité du béton de la section minimale BAEL (Art A.4.2.1):

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la **C.N.F** : $A_{st} \geq A_{min}$

Avec: $A_{min} \geq \frac{0,23 \text{ bd } f_{t28}}{f_e}$ et : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

		A_{st}	A_{min}	vérifications
Poutres principales	En travée	3,32	1,16	Condition vérifiée
	Aux appuis	4,32	1,16	Condition vérifiée
Poutres secondaires	En travée	0,92	0,82	Condition vérifiée
	Appui sup	1,88	0,82	Condition vérifiée
	Appui inf	1,50	0,82	Condition vérifiée

Tableau VI.15: Condition de non fragilité du béton de la section minimale.

a- Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b- Etat limite de déformation (la flèche) BAEL [Art B.6.5] :

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logiciel ETABS: $\bar{f} = \frac{l}{500}$

On prendra "l" la plus grande portée des poutres dans chacun des deux sens.

- Poutres principales :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{425}{500} = 0,85 \text{ cm} \\ f_{ETABS} = 0,0007 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow f_{ETABS} = 0,0007 \text{ cm} < \bar{f} = 0,85 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$$

- Poutres secondaires :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{380}{500} = 0,76 \text{ cm} \\ f_{ETABS} = 0,00006 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow f_{ETABS} = 0,00006 \text{ cm} < \bar{f} = 0,76 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$$

La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux sens (principale et secondaire).

• Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K_1 \\ \beta_1 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

- **Vérification de la contrainte dans le béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

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

Poutres		Moments (KN.m)		combinaison
Poutres principales	Travée	M _{st}	25,614	ELS
	Appuis	M _{sa}	-38,259	ELS
Poutres secondaires	Travée	M _{st}	0,329	ELS
	Appui sup	M _{sa}	-14,364	ELS
	Appui inf	M _{sa}	11,482	ELS

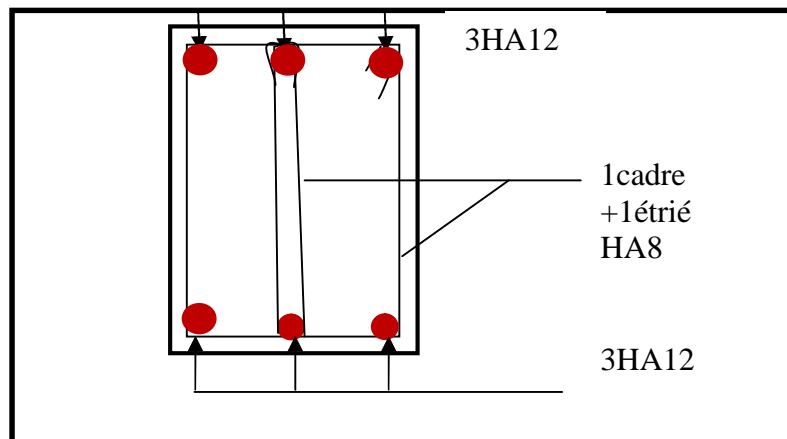
TableauVI16:Moments à l'ELS.

Poutres		Moment à l'ELS (KN.m)	ρ	β_1	K_1	A_{st} (cm ²)	d (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
P.P.	Travée	25,614	0,35	0,908	39,35	3,32	32	6,60	15	C.V.
	Appuis	-38,259	0,64	0,882	27,37	4,32	32	8,00	15	C.V.
P.S	Travée	0,329	0,23	0,922	49,10	0,92	27	0,17	15	CV
	Appui sup	-14,364	0,35	0,908	39,35	1,88	27	6,33	15	C.V.
	Appui inf	11,482	0,35	0,908	39,35	1,50	27	5,06	15	C.V.

Tableau VI.17 : Vérifications des contraintes à L'ELS.

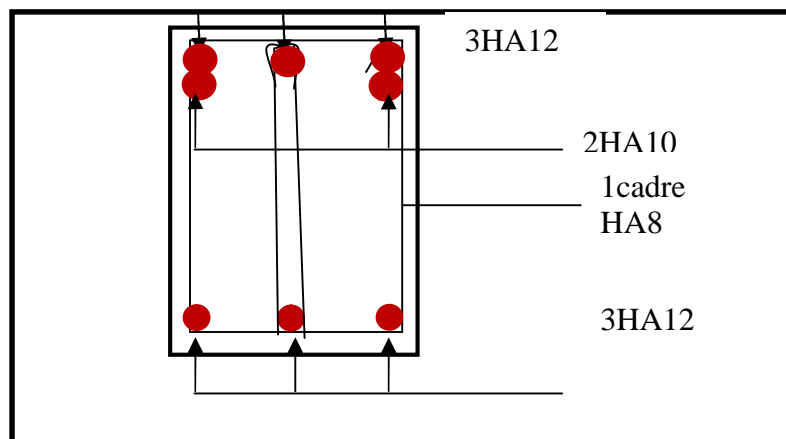
Schéma de ferrailage des poutres :➤ **Poutres principales :**✓ **En travée :**

- Armatures longitudinales : 3HA12
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

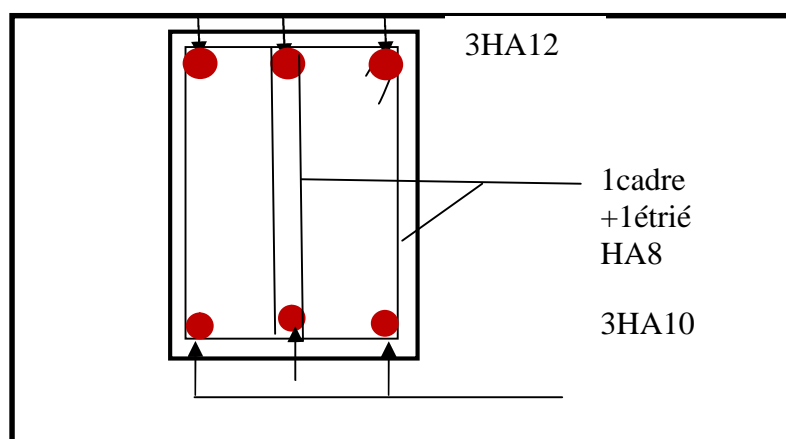
**Ferrailage en travée d'une poutre principale**

Sur appuis :

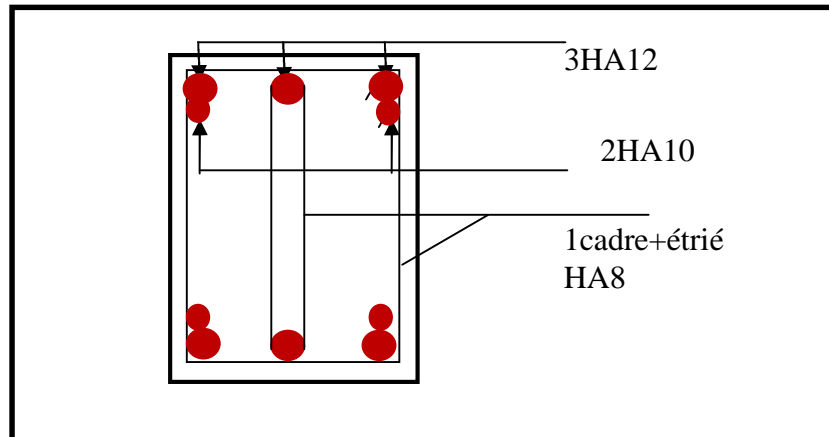
- Armatures longitudinales : 3HA12 + 2HA10 (chapeaux).
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

**Ferrailage sur appuis d'une poutre principale.****Poutres secondaires :**

- **En travée :**
 - Armatures longitudinales : 3HA12 + 3HA10
 - Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

**Ferrailage en travée d'une poutre secondaire.**

- **Sur appuis:**
 - Armatures longitudinales : 3HA12 + 2HA10
 - Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8



Ferrailage aux appuis d'une poutre secondaire.

VI.3 Ferrailage des voiles :

VI.3.1 Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et 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 aux séismes.

Les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement à l'aide de la méthode des contraintes, leur ferrailage est composé de :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

1. Comportement d'un voile :

Un voile est considéré comme une console encadrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé : $\frac{h}{l} > 1.5$
- Voile court : $\frac{h}{l} < 1.5$

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, 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. Les zones sont définies comme suit :

- **Zone I** : RDC.
- **Zone II** : 1^{er} et 2^{ème} étages
- **Zone III** : 3, 4^{et} 5^{ème} étage.
- **Zone IV** : 6, 7 et 8^{ème} étage.

2. Les combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et celle due aux charges verticales à prendre en compte sont données ci- dessous :

- $1.35 G + 1.5 Q$ à l'ELU
BAEL 91/ modifier 99
- $G + Q$ à l'ELS
- $0.8G \mp Q$
RPA 99 / version 2003
- $G + Q \mp E$

VI.3.3 Exposer de la méthode de calcul :

La méthode utilisée pour ferrailer les voiles, est la méthode de la **RDM**. Cette méthode se fait pour une bande de largeur d .

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (**N**, **M**) en utilisant les formules suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I} \end{cases}$$

Avec : **B** : section du béton

I : moment d'inertie du voile

V et V' : bras de levier $V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) est données par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right)$$

Avec :

h_e : Hauteur entre nus du plancher du voile considère.

L_c : Longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

L_t : Longueur de la zone tendue : $L_t = L - L_c$

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (**S.E.C**).
- Section partiellement comprimé (**S.P.C**).
- Section entièrement tendue (**S.E.T**).

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

1) Section entièrement comprimée (SEC) :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

Avec :

e : épaisseur du voile

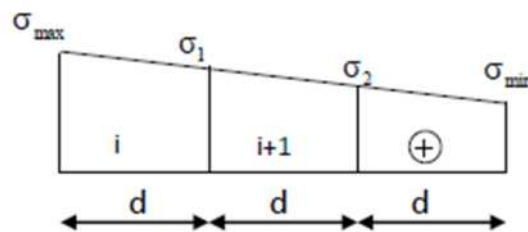


Fig.VI.3.1: Section entièrement comprimée.

2) Section partiellement comprimée (SPC) :

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

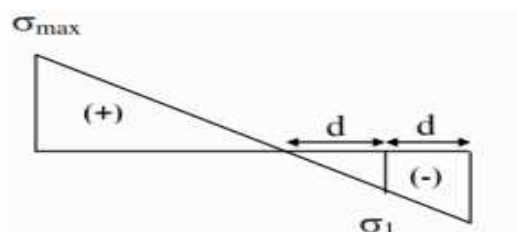


Fig.VI.3.2: Section partiellement comprimée.

3) Section entièrement tendue (SET) :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

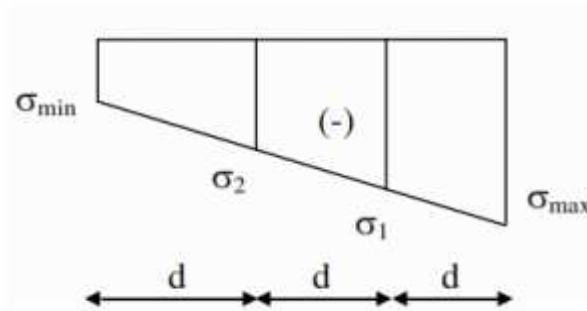


Fig.VI.3.3 : Section entièrement tendue.

VI.3.4 Calcul des sections d'armatures verticales :

1. Section entièrement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i - B \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

Avec : B : section du voile.

σ_s : Contrainte de l'acier = 348 MPa.

2. Section partiellement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier = 348 MPa

3. Section entièrement tendue :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier = 348 MPa

➤ Armatures minimales :

1. Compression simple (Art A.8.1 ; 21 BAEL91 modifiés99) :

$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$, par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures.

$$0.2\% \leq A_t = \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\% \text{ avec } B : \text{section du béton comprimée.}$$

2. Traction simple :

$$A_{min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \text{ (BAEL).}$$

Avec B : section du béton tendue $B = d \times e$

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 (**Art.7.7.4.1 RPA 99/2003**).

$$\text{Donc : } A_{min} \geq \max\left(\frac{B f_{t28}}{f_e}; 0.2\%B\right)$$

➤ **Armatures horizontales**

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de $10\emptyset$ et disposées de manière à ce qu'elles servent de cadres aux armatures verticales.

1. D'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec :

A_H : Section d'armatures horizontales

B : section du béton

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

2. D'après le RPA 99 révisé 2003 (Art 7.7.4.3) :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

$A_H \geq 0.15 \% \times B$ Globalement dans la section du voile.

$A_H \geq 0.10 \% \times B$ En zone courante.

Avec :

A_H : Section d'armatures horizontales

B : section du béton

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

➤ **Armatures transversales :**

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 d'après l'article (7.7.4, 3 du RPA99 révisé 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

➤ **Armatures de coutures (7.7.4, 3 du RPA99 révisé 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 :

$$A_{Vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1.4 \times V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

Dispositions constructives :

1. Espacement :

D'après l'Art 7.7.4, 3 du RPA révisé 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq 1.5 \times e \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{cases}$$

Dans notre cas : $S_t \leq \min \{30\text{ cm}, 30\text{cm}\} \implies S_t \leq 30\text{ cm}$

Avec:

e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile. Dans notre cas, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

2. Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

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

3. Diamètre maximal:

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ De l'épaisseur du voile.

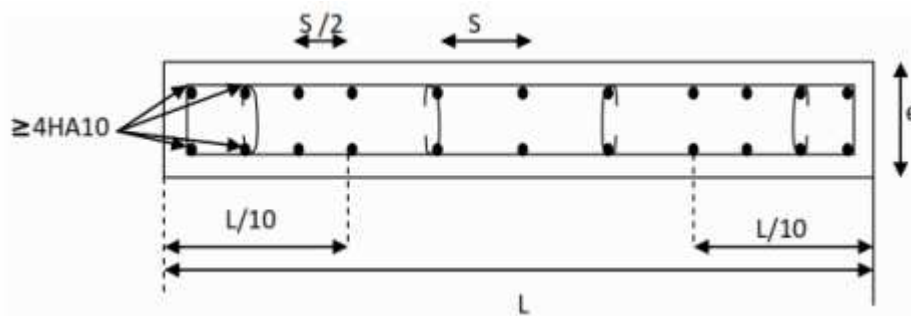


Fig.IV.3. 1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

4. Les potelets :

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.

La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent au moins à 4 HA10 (RPA 99). Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

1- Vérifications :**• Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, on considère :

$$N_{\text{ser}} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

-Vérification de la contrainte limite de cisaillement :**❖ D'après le RPA (Art 7.7.2 RPA 99/Version2003) :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} \quad \text{avec : } T = 1.4 \times V_u, \text{ calcul}$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

❖ D'après le BAEL (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifiées 99) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{avec : } \tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

τ_u : Contrainte de cisaillement

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right) \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

➤ **Ferrailage des voiles transversale (VT1)**

L(m)	e(m)	B (m ²)	I (m ⁴)
4	0,20	0,8	1,06

Tableau VI.18 : Caractéristiques géométriques

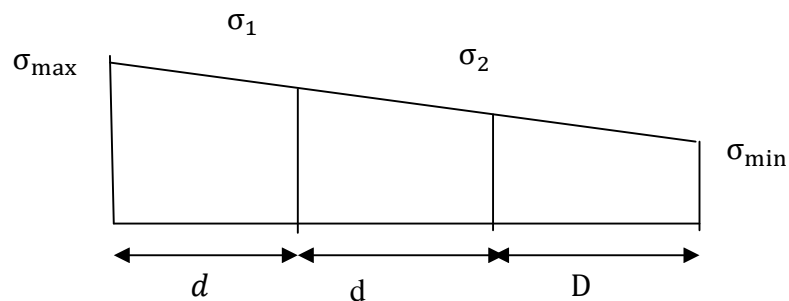
➤ **Sollicitations de calcul :**

On calcul les efforts (N_i et N_{i+1}) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et en tirant les contraintes les plus défavorables pour enfin calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

Zone I : SEC

- $\sigma_{\max} = -500,84 \text{ KN/m}^2$
- $\sigma_{\min} = -1101,27 \text{ KN/m}^2$



Avec $d = \frac{L}{3} = \frac{4}{3} = 1,33 \text{ m}$

Calcul des contraintes :

$$\frac{\sigma_{\max} - \sigma_1}{d} = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{L}$$

$$\sigma_1 = \sigma_{\max} - \left\{ d \times \left[\frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{L} \right] \right\}$$

$$\sigma_1 = -700,48 \text{ MPa}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-500,84 - 700,48}{2} \times 1,33 \times 0,20 = -159,77 \text{ KN}$$

$$\frac{\sigma_{\max} - \sigma_2}{d} = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{L}$$

$$\sigma_2 = \sigma_{\max} \left\{ d \times \left[\frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{L} \right] \right\}$$

$$\sigma_2 = -900,12 \text{ MPa}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e = \frac{-700,48 - 900,12}{2} \times 1,33 \times 0,20 = -212,87 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des armatures verticales :**

1^{ère} bande :

$$A_{V1} = \frac{N_i - B_i \times f_{t28}}{\sigma_s} = \frac{-159,77 - 0,27 \times 2,1 \times 1000}{400 \times 1000} = -18,17 \text{ cm}^2$$

2^{ème} bande :

$$A_{V2} = \frac{N_i - B_i \times f_{t28}}{\sigma_s} = \frac{-212,87 - 0,27 \times 2,1 \times 1000}{400 \times 1000} = -19,49 \text{ cm}^2$$

Remarque :

On a trouvé des sections d'armatures négatives alors on doit ferrailer avec A_{\min} .

• **Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\%B \right)$$

$$= \max \left(\frac{1,33 \times 0,20 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 4 \times 0,20 \right)$$

$$A_{\min} = \max (13,96; 16) = 16 \text{ cm}^2$$

Soit $2 \times 6\text{HA}14 = 18,46 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 20cm

• **Armatures horizontales :**

▪ D'après le RPA: $A_H \geq 0,15\%B = 0,0015 \times 20 \times 400 = 12 \text{ cm}^2$

Soit $2 \times 6\text{HA}12 = 13,56 \text{ cm}^2$ / 1m de hauteur avec un espacement de 15cm

- **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec **HA8. (4HA8)**

2- Les vérifications :

- **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1.5 e, 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{155,89 \times 10^3}{200 \times 4000 + 15 \times 18,1 \times 10^2} = 0,02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,02 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

- Selon le RPA 2003 :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 14,47 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 4080} = 0,027 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,027 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

D'après le BAEL 91 :

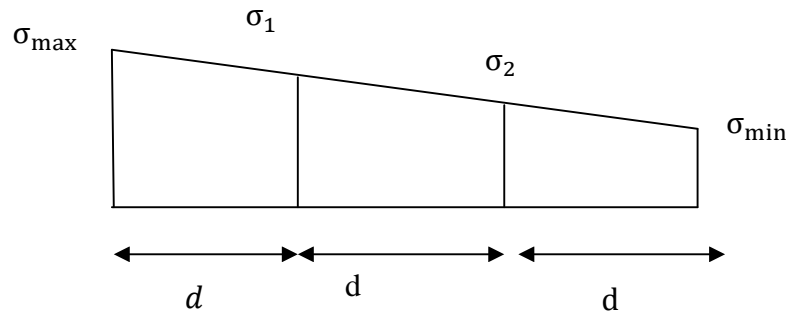
$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{14,47 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 4080} = 0,02 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

ZONEII :SEC

- $\sigma_{\max} = -1028,84 \text{KN/m}^2$
- $\sigma_{\min} = -125,08 \text{KN/m}^2$



Avec $d = \frac{L}{3} = \frac{4}{3} = 1,33 \text{m}$

Calcul des contraintes :

$$\frac{\sigma_{\max} - \sigma_1}{d} = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{L}$$

$$\sigma_1 = \sigma_{\max} - \left\{ d \times \left[\frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{L} \right] \right\}$$

$$\sigma_1 = -425,58 \text{MPa}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-125,08 - 425,58}{2} \times 1,33 \times 0,20 = -73,24 \text{KN}$$

$$\frac{\sigma_{\max} - \sigma_2}{2d} = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{L}$$

$$\sigma_2 = \sigma_{\max} - \left\{ 2d \times \left[\frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{L} \right] \right\}$$

$$\sigma_2 = -726,08 \text{MPa}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e = \frac{-425,58 - 726,08}{2} \times 1,33 \times 0,20 = -153,17 \text{MPa}$$

- Calcul des armatures verticales :

1^{ère} bande :

$$A_{v1} = \frac{N_i - B_i \times f_{t28}}{\sigma_s} = \frac{-73,24 - 0,27 \times 2,1 \times 1000}{400 \times 1000} \times 10^4$$

$$= -16,01 \text{cm}^2$$

2^{ème} bande :

$$A_{v2} = \frac{N_i - B_i \times f_{t28}}{\sigma_s} = \frac{-153,17 - 0,27 \times 2,1 \times 1000}{400 \times 1000} \times 10^4 = -18 \text{ cm}^2$$

Remarque :

On a trouvé des sections d'armatures négatives alors on doit ferrailer avec A_{\min} .

a. Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\%B\right)$$

$$= \max\left(\frac{1,33 \times 0,20 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 4 \times 0,20\right)$$

$$A_{\min} = \max(13,96; 16) = 16 \text{ cm}^2$$

Soit $2 \times 6\text{HA}14 = 18,46 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 20cm

b- Armatures horizontales :

- D'après le RPA: $A_H \geq 0,15\%B = 0,0015 \times 20 \times 400 = 12 \text{ cm}^2$
- Soit $2 \times 6\text{HA}12 = 13,56 \text{ cm}^2$ / 1m de hauteur avec un espacement de 15cm

c- Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec **HA8. (4HA8)**

3- Les vérifications :

• **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5 e, 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{127,11 \times 10^3}{200 \times 4000 + 15 \times 18,1 \times 10^2} = 0,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

Selon le RPA 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 24,37 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3060} = \mathbf{0,062 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = \mathbf{5 \text{ MPa}}$$

$$\tau_b = 0,062 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **D'après le BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{24,37 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3060} = \mathbf{0,044 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \mathbf{2,5 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = 0,044 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

ZONE III : SPC

La section est partiellement comprimée (SPC) $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = 493,77 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = -818,51 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$

• **Largeur de la zone comprimée et de la zone tendue :**

Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{493,77}{493,77 + 818,51} \times 4 = 1,50 \text{ m}$$

Largeur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 4 - 1,50 = 2,5 \text{ m}$$

-Calcul de la longueur d

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d):

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = \left(\frac{2,71}{2}; \frac{2}{3} \times 1,50\right) = \min(1,355; 1) = 1\text{ m}$$

$$\text{Avec : } h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} = 3,06 - 0,35 = 2,71\text{ m}$$

❖ **Détermination de N :**

Pour la zone tendue :

$$\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{-818,51(2,5 - 1)}{2,5} = -491,11\text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-818,51 - 491,11}{2} \times 1 \times 0,20 = -130,96\text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{491,11}{2} \times 1 \times 0,20 = -49,11\text{ KN}$$

Calcul des armatures verticales :

1^{ère} bande :

$$A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{-130,96}{400 \times 10^{-1}} = -3,27\text{ cm}^2$$

2^{ème} bande :

$$A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{-49,11}{400 \times 10^{-1}} = -1,23\text{ cm}^2$$

Remarque : on va ferrailer avec A_{\min}

❖ **Armatures minimales (BAEL 91 Modifiée 99) :**

$$A_{\min} \geq \max\left\{\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\%B\right\} = \max\left\{\frac{1 \times 0,20 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 1 \times 0,20\right\}$$

$$A_{\min} = \max\{10,5; 4\} = 10,5\text{ cm}^2$$

soit $2 \times 6HA12 = 13,56\text{ cm}^2$ avec un espacement de :20cm

❖ **Armatures horizontales :**

$$: A_H \geq 0.15\%B = 0.0015 \times 20 \times 400 = 12 \text{ cm}^2$$

$$A_H = 12 \text{ cm}^2.$$

Soit : $2 \times 6\text{HA}12 = 13,56 \text{ cm}^2 / 1\text{m}$ de hauteur ; avec $S_H = 15 \text{ cm}$.

❖ **Armatures transversales (Art.7.7.4.3, RPA99/ version 2003) :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

❖ **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1.5 e, 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_V} = \frac{51,9 \times 10^3}{200 \times 4000 + 15 \times 11,30 \times 10^2} = 0,063 \text{ MPa}$$

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

Selon le RPA 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b.d} = \frac{1.4 \times 58,34 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3060} = 0,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

D'après le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{58,34 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3060} = 0,11 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,11 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.11\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Ferrailage de la voile longitudinale (VL1)

L(m)	e(m)	B (m ²)	I (m ⁴)
3,1	0,20	0,8	0,49

ZONEI :SEC

- $\sigma_{\max} = -1052,46 \text{KN/m}^2$
- $\sigma_{\min} = -2391,96 \text{KN/m}^2$

Avec $d = \frac{L}{3} = \frac{3,1}{3} = 1,03 \text{m}$

Calcul des contraintes :

$$\frac{\sigma_{\max} - \sigma_1}{d} = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{L}$$

$$\sigma_1 = \sigma_{\max} - \left\{ d \times \left[\frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{L} \right] \right\}$$

$$\sigma_1 = -1497,52 \text{MPa}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-1052,46 - 1497,52}{2} \times 1,03 \times 0,20 = -262,64 \text{KN}$$

$$\frac{\sigma_{\max} - \sigma_2}{2d} = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{L}$$

$$\sigma_2 = \sigma_{\max} - \left\{ 2d \left[\frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{L} \right] \right\}$$

$$\sigma_2 = -1942,57 \text{MPa}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e = \frac{-1497,52 - 1942,57}{2} \times 1,03 \times 0,20 = -354,33 \text{MPa}$$

Calcul des armatures verticales :

1^{ère} bande :

$$A_{v1} = \frac{N_i - B_i \times f_{t28}}{\sigma_s} = \frac{-262,64 - 0,21 \times 2,1 \times 1000}{400 \times 1000} \times 10^4$$

$$= -17,59 \text{ cm}^2$$

2^{ème} bande :

$$A_{v2} = \frac{N_i - B_i \times f_{t28}}{\sigma_s} = \frac{-354,33 - 0,27 \times 2,1 \times 1000}{400 \times 1000} \times 10^4 = -19,88 \text{ cm}^2$$

Remarque :

On a trouvé des sections d'armatures négatives alors on doit ferrailer avec A_{\min} .

-Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\%B\right)$$

$$= \max\left(\frac{1,03 \times 0,20 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 3,1 \times 0,20\right)$$

$$A_{\min} = \max(10,82; 12,4) = 12,40 \text{ cm}^2$$

Soit $2 \times 6\text{HA}12 = 13,56 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 20cm

-Armatures horizontales :

▪ D'après le RPA: $A_H \geq 0,15\%B = 0,0015 \times 20 \times 310 = 9,3 \text{ cm}^2$

Soit $2 \times 6\text{HA}10 = 9,42 \text{ cm}^2$ / 1m de hauteur avec un espacement de 15cm

-Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec **HA8. (4HA8)**

1- Vérification :

• **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$S_t \leq \min\{1.5 e, 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

- **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{334,38 \times 10^3}{200 \times 3100 + 15 \times 13,56 \times 10^2} = 0,41 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 0,41 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

- **Selon le RPA 2003 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 27,24 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 4080} = 0,052 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0,062 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

- **D'après le BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{27,24 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 4080} = 0,037 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,037 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

ZONE II : SEC

- $\sigma_{\max} = -411,2 \text{ KN/m}^2$
- $\sigma_{\min} = -2335,18 \text{ KN/m}^2$

Avec $d = \frac{L}{3} = \frac{3,1}{3} = 1,03 \text{ m}$

Calcul des contraintes :

$$\frac{\sigma_{\max} - \sigma_1}{d} = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{L}$$

$$\sigma_1 = \sigma_{\max} - \left\{ d \times \left[\frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{L} \right] \right\}$$

$$\sigma_1 = -1050,45 \text{ MPa}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-411,2 - 1050,45}{2} \times 1,03 \times 0,20 = -150,55 \text{ KN}$$

$$\frac{\sigma_{\max} - \sigma_2}{2d} = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{L}$$

$$\sigma_2 = \sigma_{\max} - \left\{ 2d \left[\frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{L} \right] \right\}$$

$$\sigma_2 = -1689,72 \text{ MPa}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e = \frac{-1497,52 - 1689,72}{2} \times 1,03 \times 0,20 = -328,29 \text{ MPa}$$

b. Calcul des armatures verticales :

1^{ère} bande :

$$\begin{aligned} A_{v1} &= \frac{N_i - B_i \times f_{t28}}{\sigma_s} = \frac{-150,55 - 0,21 \times 2,1 \times 1000}{400 \times 1000} \times 10^4 \\ &= -14,79 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

2^{ème} bande :

$$A_{v2} = \frac{N_i - B_i \times f_{t28}}{\sigma_s} = \frac{-328,29 - 0,21 \times 2,1 \times 1000}{400 \times 1000} \times 10^4 = -19,23 \text{ cm}^2$$

Remarque :

On a trouvé des sections d'armatures négatives alors on doit ferrailer avec A_{\min} .

-Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\%B\right)$$

$$= \max\left(\frac{1,03 \times 0,20 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 3,1 \times 0,20\right)$$

$$A_{\min} = \max(10,82; 12,4) = \mathbf{12,40 \text{ cm}^2}$$

Soit $2 \times 6\text{HA}12 = 13,56\text{cm}^2$ avec un espacement de 20cm

- Armatures horizontales :

- D'après le RPA: $A_H \geq 0,15\%B = 0,0015 \times 20 \times 310 = \mathbf{9,3\text{cm}^2}$

-

Soit $2 \times 6\text{HA}10 = 9,41\text{cm}^2/ 1\text{m}$ de hauteur avec un espacement de 15cm

- Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec **HA8. (4HA8)**

2 - Vérification :

- **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5 e, 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$$

- **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{297,22 \times 10^3}{200 \times 3100 + 15 \times 13,56 \times 10^2} = 0,46\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,46 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$$

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

- Selon le RPA 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 35,47 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3060} = \mathbf{0,090 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = \mathbf{5 \text{ MPa}}$$

$$\tau_b = 0,090 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$$

- **D'après le BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{35,74 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3060} = \mathbf{0,065 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \mathbf{2,5 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = 0,065 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$$

Zone III : SPC

La section est partiellement comprimée (SPC) $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = 150,60 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = -1386,08 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$

❖ **Largeur de la zone comprimée et de la zone tendue :**

Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{150,60}{150,60 + 1386,08} \times 3,1 = \mathbf{0,30 \text{ m}}$$

Largeur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 3,1 - 0,30 = \mathbf{2,8 \text{ m}}$$

Calcul de la longueur

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d):

$$\mathbf{d} \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) = \left(\frac{2,71}{2}; \frac{2}{3} \times 0,30 \right) = \min(1,355; 0,2) = \mathbf{0,2 \text{ m}}$$

$$\mathbf{\text{Avec : } h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} = 3,06 - 0,35 = 2,71 \text{ m}}$$

❖ Détermination de N :

Pour la zone tendue :

$$\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{-1386,08(2,8 - 0,2)}{2,8} = -1237,57 \text{KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-1386,08 - 1237,57}{2} \times 0,2 \times 0,20 = -52,47 \text{KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-1237,57}{2} \times 0,2 \times 0,20 = -24,75 \text{KN}$$

Calcul des armatures verticales :

1^{ère} bande :

$$A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{-52,47}{400 \times 10^{-1}} = -1,31 \text{ cm}^2$$

2^{ème} bande :

$$A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{-24,75}{400 \times 10^{-1}} = -0,62 \text{ cm}^2$$

Remarque : on va ferrailer avec A_{\min}

❖ Armatures minimales (BAEL 91 Modifiée 99) :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\%B \right\} = \max \left\{ \frac{0,2 \times 0,20 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 0,2 \times 0,20 \right\}$$

$$A_{\min} = \max \{2,1 ; 0,8\} = 2,1 \text{ cm}^2$$

soit $2HA12 = 2,26 \text{ cm}^2$ avec un espacement de : 15cm

❖ Armatures horizontales :

$$: A_H \geq 0,15\%B = 0,0015 \times 20 \times 310 = 9,3 \text{ cm}^2$$

$$A_H = 9,3 \text{ cm}^2.$$

Soit : $2 \times 6HA10 = 9,42 \text{ cm}^2/ 1\text{m}$ de hauteur, avec un espacement de = **15 cm**.

❖ **Armatures transversales (Art.7.7.4.3, RPA99/ version 2003) :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

3-Vérification :

• **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1.5 e, 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{125,18 \times 10^3}{200 \times 3100 + 15 \times 11,30 \times 10^2} = 0,19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,46 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

• **Selon le RPA 2003 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 57,20 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3060} = 0,14 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

5. D'après le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{57,20 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3060} = 0,10 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,11 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VII- Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure, ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol.

Dans le cas général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans différents plans.

Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux). On distingue donc deux types de fondation :

a) Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, les principaux types de fondations superficielles sont :

- Les semelles continues sous murs ;
- Les semelles continues sous poteaux ;
- Les semelles isolées ;
- Les radiers.

b) Fondations profondes :

Ce type de fondation est généralement utilisé pour des sols ayant une faible capacité portante, ou lorsque le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits.

VII.1-Etude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du sol.

VII.2-Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- ✓ La Nature de l'ouvrage à fonder ;
- ✓ La nature du terrain et sa résistance ;
- ✓ Profondeur du bon sol ;
- ✓ Le tassement du sol.

Pour le cas de notre structure, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes, et un radier général. En fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

La fissuration est préjudiciable.

I-Choix de fondation :

1 - Dimensionnement :

a) Semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_s^{\max} qui est obtenu à la base de tous les poteaux de RDC

$$A \times B \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

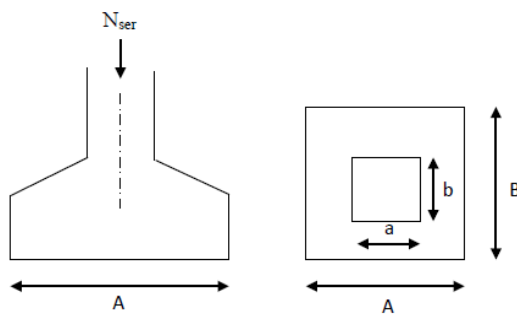


Figure VII.1 semelle isolé

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = k \quad \begin{matrix} \longleftarrow 40 \\ \longrightarrow 40 \end{matrix} = 1 \quad A=B$$

$$\text{D'où : } B \geq \sqrt{\frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

N_{ser} : l'effort max à la base des poteaux

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

- Dans notre cas :

$$N_{ser} = 579,58 \text{ KN.}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2.$$

$$B \geq \sqrt{\frac{579,58}{200}} = 1,70 \text{ m} \quad A = B = 1,80 \text{ m} \rightarrow$$

Conclusion :

Etant donné qu'on a des semelles filantes sous voiles, et qu'il est préférable d'avoir un seul type de semelle, alors on a fait le choix d'opter pour des semelles filantes.

b) Semelles filantes sous voiles et sous poteaux :

b-1) Semelles filantes sous voiles

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B.L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} L}$$

➤ **Surfaces des semelles filantes sous voiles :**

voiles	N_s	L(m)	B(m)	S= B x L (m ²)
VL ₁	803,27	3,1	1,3	4,03
VL ₂	803,91	3,1	1,3	4,03
VL ₃	793,87	3,1	1,28	3,97
VL ₄	794,87	3,1	1,28	3,97
				16

Tableau VII.1 : Semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

voiles	N_s	L(m)	B(m)	S= B x L (m ²)
VT ₁	460,45	4	0,57	2,28
VT ₂	460,48	4	0,57	2,28
VT ₃	426,78	4	0,53	2,12
VT ₄	426,74	4	0,53	2,12
				8,8

Tableau VII.2 : Semelles filantes sous voiles (sens Transversal)

La surface des semelles filantes sous voiles est : $S_V = 24,8\text{m}^2$

b-2) Semelles filantes sous poteaux :

❖ Hypothèse de calcul :

Une semelle est infiniment rigide, elle 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.

❖ Etapes de calcul :

- Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- Détermination de la coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$\begin{cases} e < \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.} \\ e > \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.} \end{cases}$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6 \times e}{L} \right) \quad q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6 \times e}{L} \right) \quad q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3 \times e}{L} \right)$$

Poteaux	N _{ser}	M _i	e _i (m)	N _{ser} × e _i
1	533,19	9,338	7,94	4233,53
2	578,40	0,075	3,89	2249,97
3	527,06	0,925	1,29	679,90
4	525,77	-0,282	-1,51	-793,91
5	579,58	4,737	-4,11	-2382,07
6	534,37	0,883	-8,66	-4636,30
somme	3278,37	15,68	/	-649,15

Tableau VII.3 : Résultante des charges sous poteaux.

➤ **Exemple de calcul :**

La charge totale transmise par les poteaux est: $R = \sum N_i = 3278,37 \text{ kN}$

- Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = \frac{-649,15 + 15,68}{3278,37} = -0,20 \text{ m}$$

$$e = -0,20 < \frac{16,80}{6} = 2,80 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{3278,37}{16,80} \left(1 + \frac{6 \times 0,20}{16,80} \right) = 196,21 \text{ kN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{3278,37}{16,80} \left(1 - \frac{6 \times 0,20}{16,80} \right) = 181,48 \text{ kN/ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{3278,37}{16,80} \left(1 + \frac{3 \times 0,20}{16,80} \right) = 196,18 \text{ kN/ml}$$

➤ Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q \left(\frac{l}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = B \geq \frac{196,21}{200} = 0,981$$

On prend : $B = 1,10\text{m}$.

On aura donc, $S = 1,10 \times 16,80 = 18,48\text{m}^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S_p \times n + S_v$

$$S_t = 16,80 \times 1,1 \times 8 + 12,60 \times 1,1 \times 2 + 24,80 = 200,36\text{m}^2$$

Avec : n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{200,36}{480,48} = 0,42 \implies 42\% \text{ de la surface de l'assise}$$

La surface totale des semelles représente 42% de la surface du bâtiment.

➤ **Conclusion :**

Les semelles ne présentent pas de grandes largeurs, pas de chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie inférieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, donc on optera pour des semelles filantes.

c) Hauteur de la semelle :

$$h_s \geq \frac{B - b}{4} + 5\text{cm}$$

Avec :

B : largeur de la semelle

h_s : hauteur de la semelle

b : largeur du poteau dans le sens x

$$h_s \geq \frac{B - b}{4} + 5 = \frac{110 - 40}{4} + 5 = 22,5\text{cm}$$

On prend une hauteur $h_s = 25\text{cm}$

Les dimensions adoptées sont les suivantes :

$$L : 16,80m ; B : 1,10m ; h_s = 0,25m$$

I-Etude de la poutre de rigidité :

I-1) Dimensionnement :

Il faut que : la hauteur $\frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6}$

La largeur $\frac{1}{3}h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3}h_p$

L étant la plus grande portée dans le sens étudié

$$L= 4,20m \rightarrow \frac{420}{9} \leq h_p \leq \frac{420}{6}$$

$$46,66 \leq h_p \leq 70$$

On prend une hauteur $h_p = 70cm$ (On a pris 70 cm afin de diminuer la section d'armatures)

$$h_p=70cm \rightarrow \frac{1}{3} 70 \leq b_p \leq \frac{2}{3} 70$$

$$23,33 \leq b_p \leq 46,66$$

On prend une largeur $b_p = 45cm$ (pour des raisons pratiques, par rapport à la dimension du poteau)

Ferraillage de la poutre à l'ELU :

Poteaux	N _{ult}	M _i	e _i (m)	N _{ult} × e _i
1	735,53	12,88	7,94	5840,13
2	797,28	-0,117	3,89	3101,42
3	724,49	1,266	1,29	934,59
4	722,71	0,377	-1,51	-1091,29
5	798,93	6,546	-4,11	-3283,60
6	737,16	-1,243	-8,66	-6383,80
somme	4516,1	19,709	/	-882,57

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-882,57 + 19,709}{4516,1} = -0,19m$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{4516,1}{16,80} \left(1 + \frac{3 \times 0,19}{16,80} \right) = 277,94 \text{ kN/ml}$$

FERRAILLAGE DES SEMELLES FILANTES

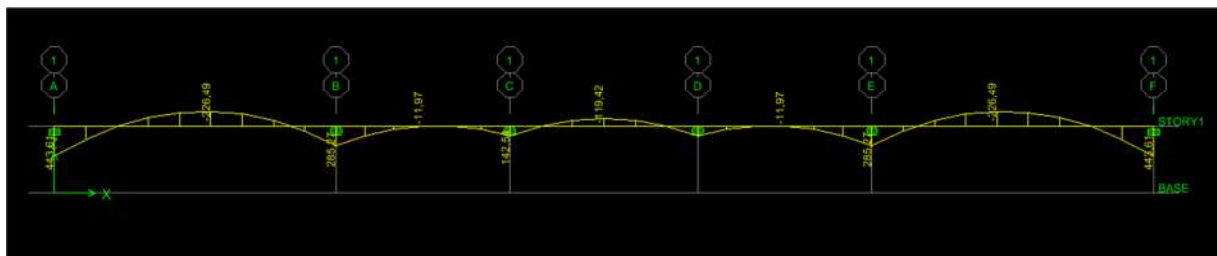
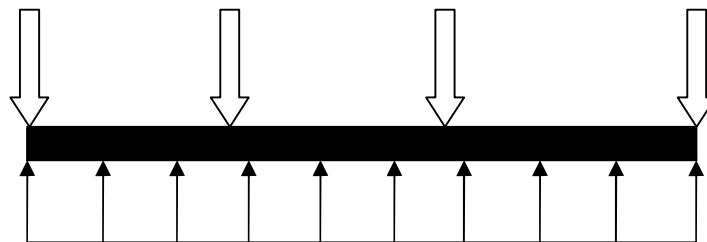
$$A_s = \frac{N_u(B-b)}{8d_b\sigma_{st}} = \frac{4516,1 \times 10^3 \times (1100 - 450)}{8 \times 1095 \times 348} \times 10^{-2} = 9,62 \text{ cm}^2$$

Soit 7HA14 $\Rightarrow A_s = 10,77 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ avec espacement $e = 15 \text{ cm}$

$A_r = A_s/4 = 10,77/4 = 2,69 \text{ cm}^2$ soit 4HA10 ($A_r = 3,14 \text{ cm}^2$) \Rightarrow avec espacement $e = 20 \text{ cm}$

Calcul des armatures de répartition

Calcul du libage (poutre de rigidité)



On tient compte du semi-encastrement :

Moment en travée :

$$M_t = 0,85M_t^{max} = 0,85 \times 226,49 = 192,52 \text{ KN.m}$$

Moment aux appuis :

$$M_a = -0,3M_a^{max} = -0,3 \times 443,61 = -133,083 \text{ KN.m}$$

Armatures transversales :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}}$$

Avec : $b=45\text{cm}$; $c=5\text{cm}$; $d=h_s - c = 65\text{cm}$

$$f_{bu} = 14,2\text{MPa} ; \bar{\sigma}_{st} = 348\text{MPa}$$

$$A_{min} = 0,5\%bh \quad (\text{Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003}) :$$

➤ Aux appuis

Appuis	M(KN.m)	μ	β	$A_{st}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$
A	133,083	0,049	0,974	6,04	15,75

➤ En travée

Travée	M(KN.m)	μ	β	$A_{st}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$
A-B	192,52	0,071	0,963	8,83	15,75

Tableaux VII.4 : Ferrailages de la poutre de rigidité en travée et aux appuis.

Armatures transversales :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}}$$

Avec : $b=45\text{cm}$; $c=5\text{cm}$; $d=h_s - c = 65\text{cm}$

$$f_{bu} = 14,2\text{MPa} ; \bar{\sigma}_{st} = 348\text{MPa}$$

$$A_{min} = 0,5\%bh \quad (\text{ Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003}) :$$

➤ Aux appuis

Appuis	M(KN.m)	μ	β	$A_{st}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$
A	133,083	0,049	0,974	6,04	15,75

➤ En travée :

Travée	M(KN.m)	μ	β	$A_{st}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$
A-B	192,52	0.071	0.963	8,83	15,75

Tableaux VII.4 : Ferrailages de la poutre de rigidité en travée et aux appuis.

Ferrailage adopté :

	$A_{st}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
Appui	6,04	15,75	8HA16=16,09
Travée	8,83	15,75	8HA16=16,09

Détermination des espacements :

Zone nodale : $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi) \longrightarrow S_t \leq \min(17,5 ; 19,2) \text{ cm}$
 $S_t = 15\text{cm}$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} \quad S_t \leq 35\text{cm}$
 $\longrightarrow S_t = 25\text{cm}$

Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

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

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,02 \text{cm}^2 \longrightarrow A_t = 4\text{HA}8 = 2,02 \text{cm}^2$$

Longrine :

Les longrines ont pour rôle : rigidifier l'infrastructure et empêcher les semelles de se déplacer.

Elles seront calculées pour résister à la traction sous l'effet d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{KN}$$

N : valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

La catégorie du site est : $S_3 \Rightarrow \alpha = 12$ (art 10.1.b RPA 2003)

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines, toujours selon le RPA, $(25 \times 30) \text{cm}^2$ pour les sites S_2 et S_3

a) On opte pour une section transversal de : (25×30)

$$F = \frac{798,93}{12} = 66,58 \text{KN}$$

$$A_s = \frac{66,8 \times 10^3}{348} \times 100 = 1,91 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,6\% bh = 0,006 \times 25 \times 30 = 4,5 \text{cm}^2$$

Soit $4\text{HA}12 \Rightarrow A_s = 4,52 \text{cm}^2$.

a) Armatures transversales :

$$\Phi \leq \min \{h/35 ; \Phi_1 ; b/10\} \Phi \leq \min \{0,85 ; 1,2 ; 2,5\}$$

$$\Phi \leq 0,85 \text{ cm} \quad \text{On prend un cadre HA8}$$

L'espacement des cadres doit être : $e \leq \min \{20 \text{cm} ; 15\Phi_1\}$; soit $e = 15$

VII.7 Vérification à l'ELS :**a) Vérification de la contrainte dans les aciers :**✓ Exemple de calcul : en travée

$$\sigma_{st} = \frac{M_{max}^t}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \text{ Avec : } A_{st} = 8,83 \text{ cm}^2 ; M_t = 192,52 \text{ KN.m} ; d = 65 \text{ cm.}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 8,83}{45 \times 65} = 0,302$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 42,47 \\ \beta_1 = 0,913 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{192,52 \times 10^6}{0,913 \times 650 \times 883} = 337,39 \text{ MPa} \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 337,39 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la contrainte dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \text{ Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{42,47} = 0,024$$

$$\sigma_{bc} = 0,024 \times 337,39 = 8,10 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 8,10 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

c) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2,5 ; 4 \text{ MPa} \} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_u = \frac{qs \left(\frac{L}{4} \right) L}{2} = \frac{277,94 \times 4,20}{2} = 583,67 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 1,99 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Schéma de ferrailage des semelles filantes

Bibliographie

• Règlements :

- Règles Parasismique Algériennes RPA99 V2003
- Document Technique Réglementaire B.C.2.2
- Règles de conception et de calcul des structures en Béton Armé CBA 93
- Règles béton armé aux états limites 1991 BAEL 91.modifier99.

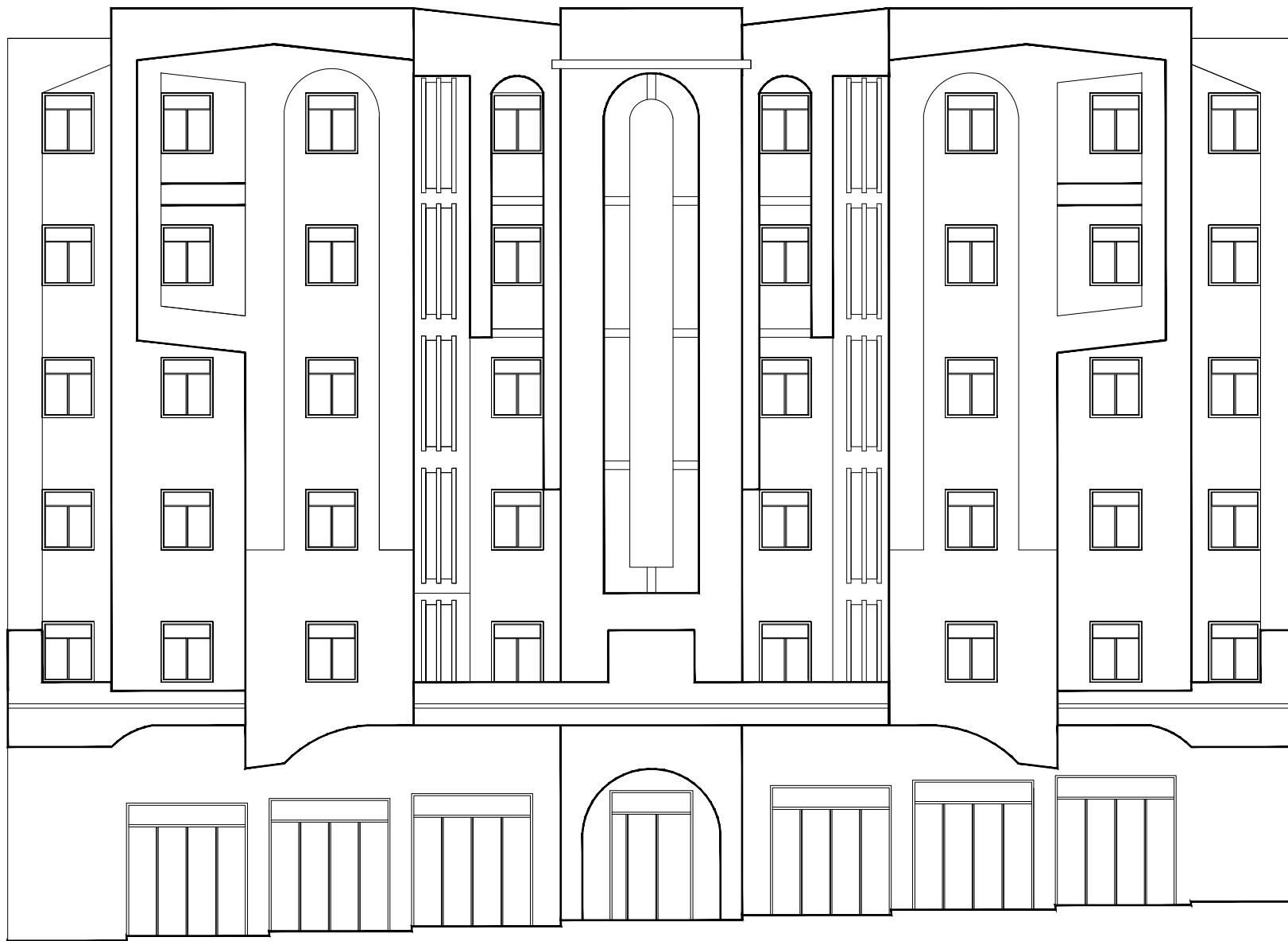
• Ouvrages :

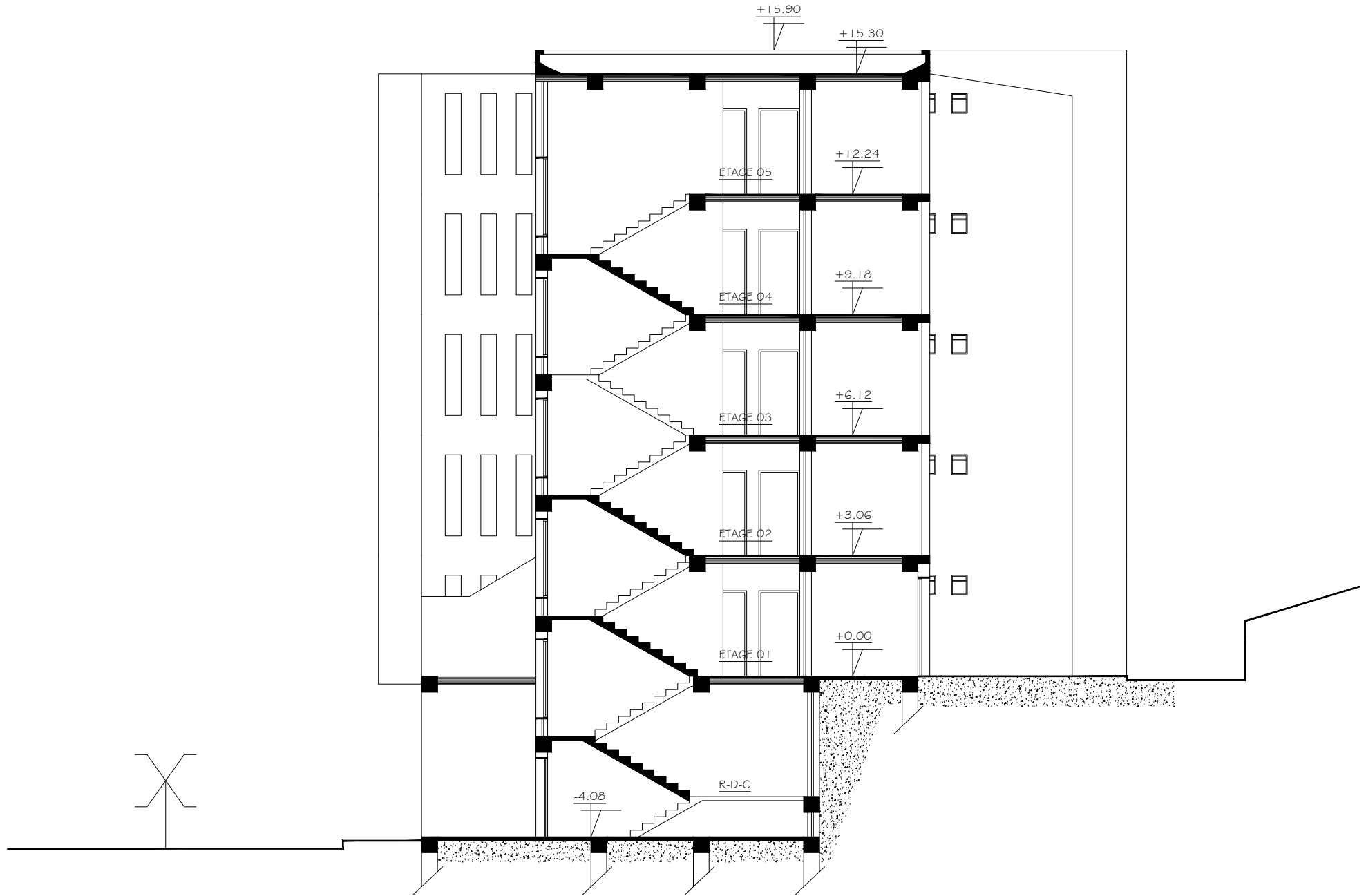
- JEAN GOULET – JEAN PIERRE BOUTIN aide – mémoire résistance des matériaux 8ème édition.
- M.BELAZOUGUI, calcul des ouvrages en béton armé

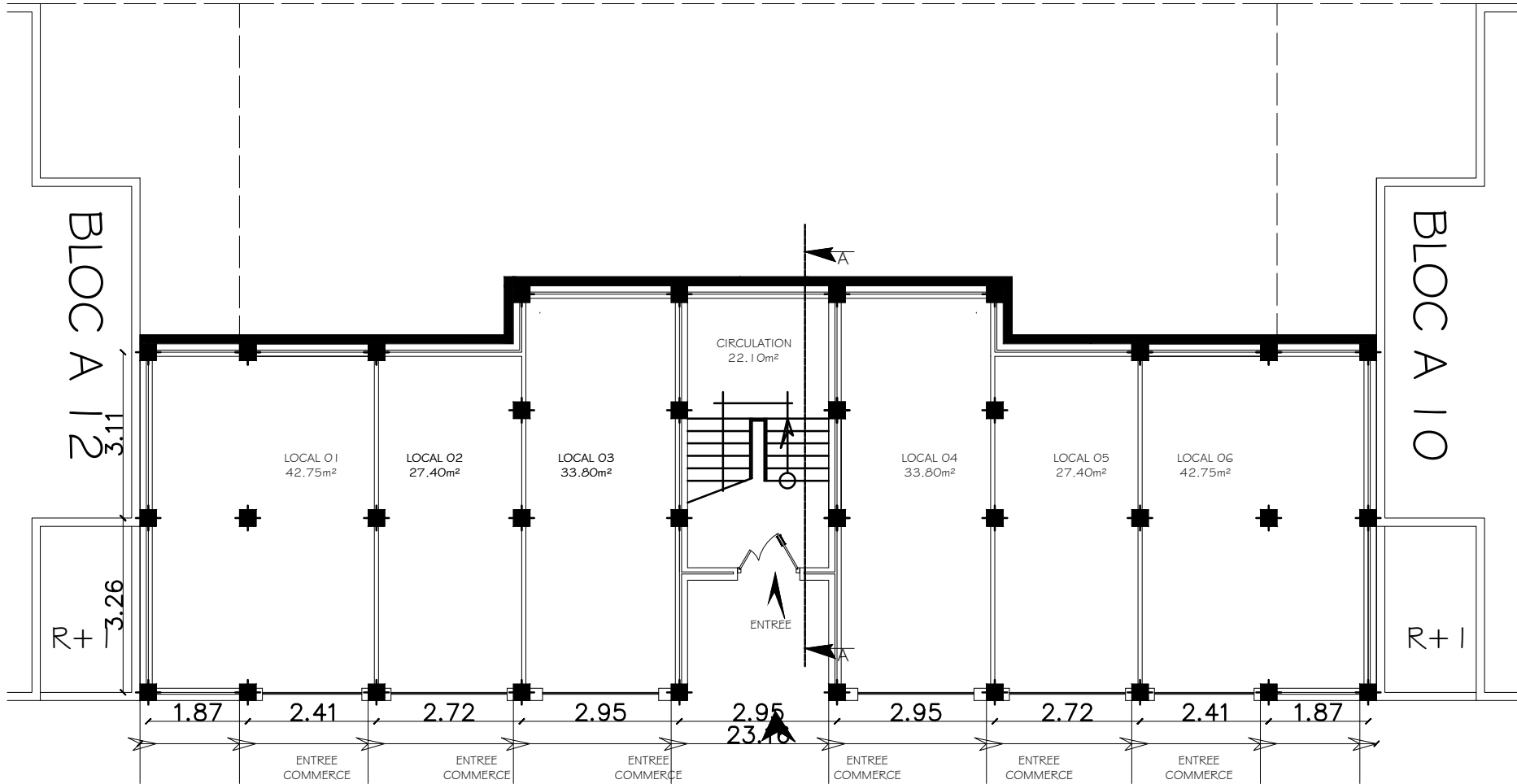
• Logiciels :

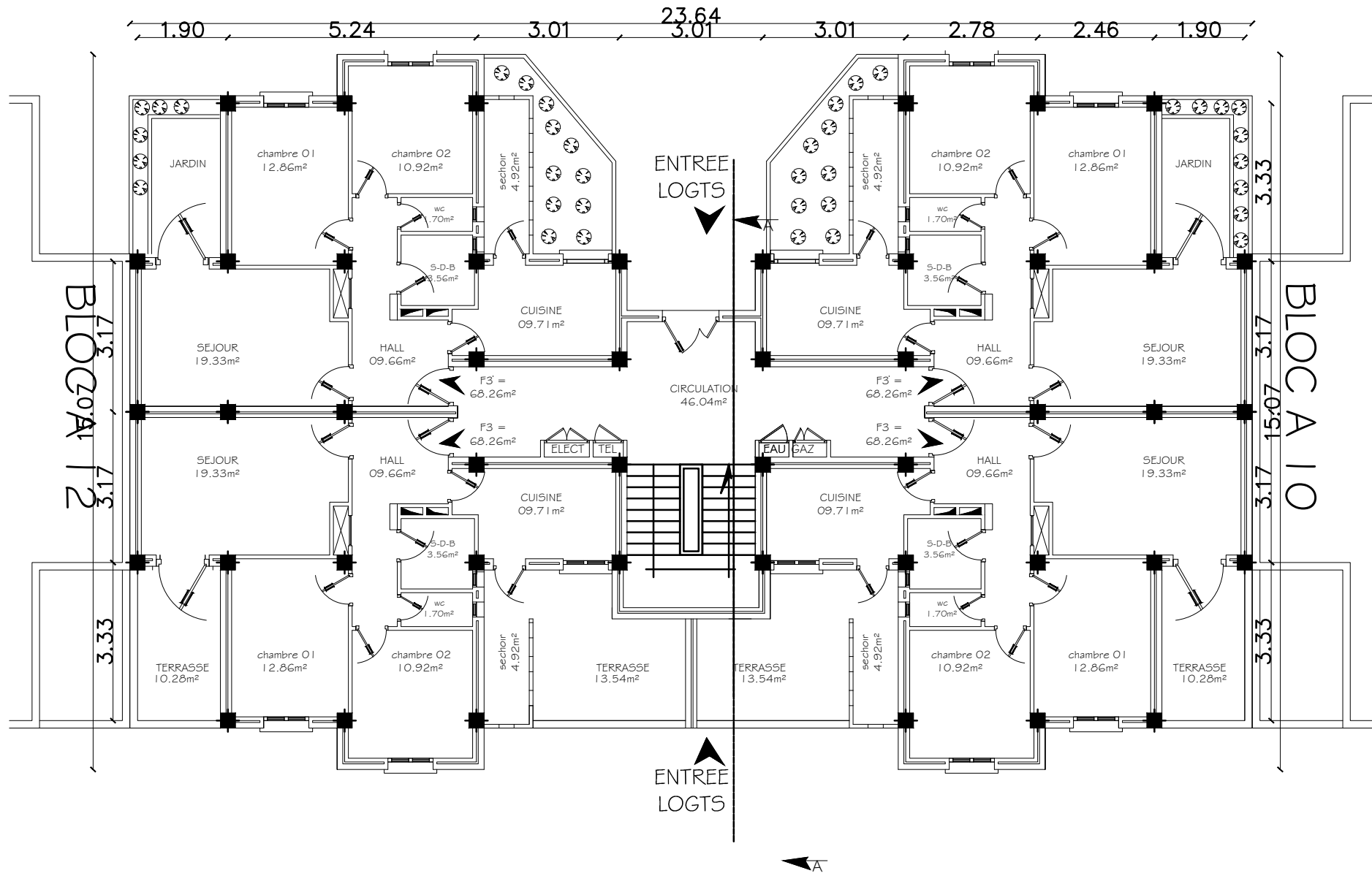
- Logiciel ETABS
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC
- EXCEL 2007
- WORD 2007
- AUTO CAD 2017

FACADE PRINCIPALE

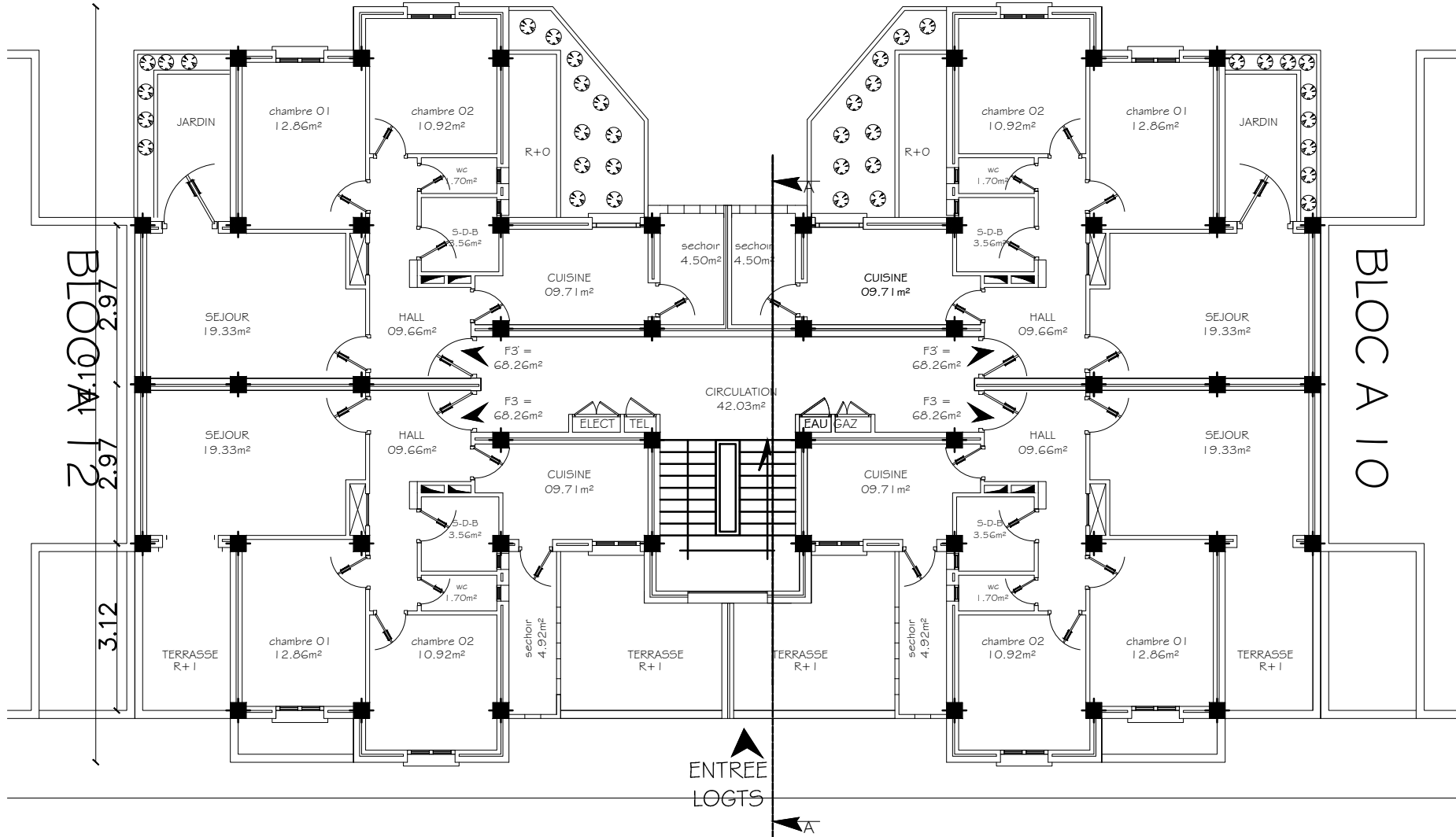


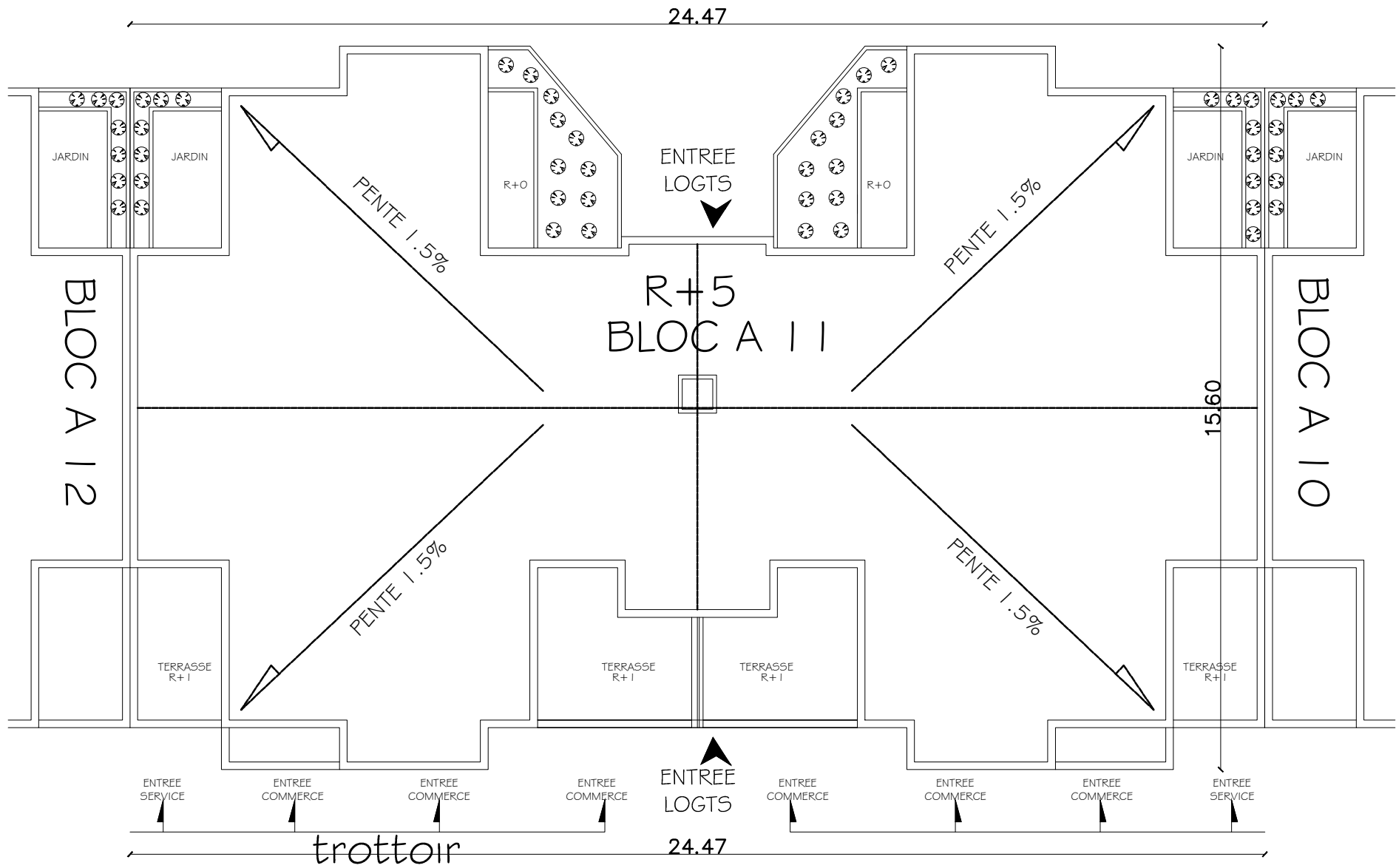




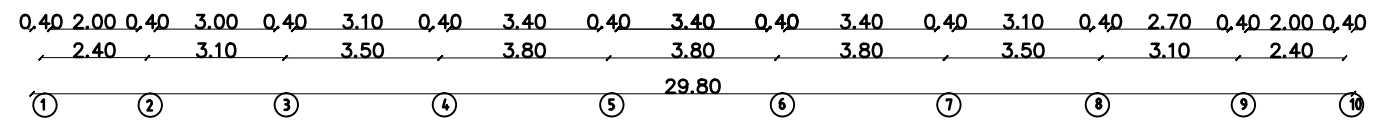
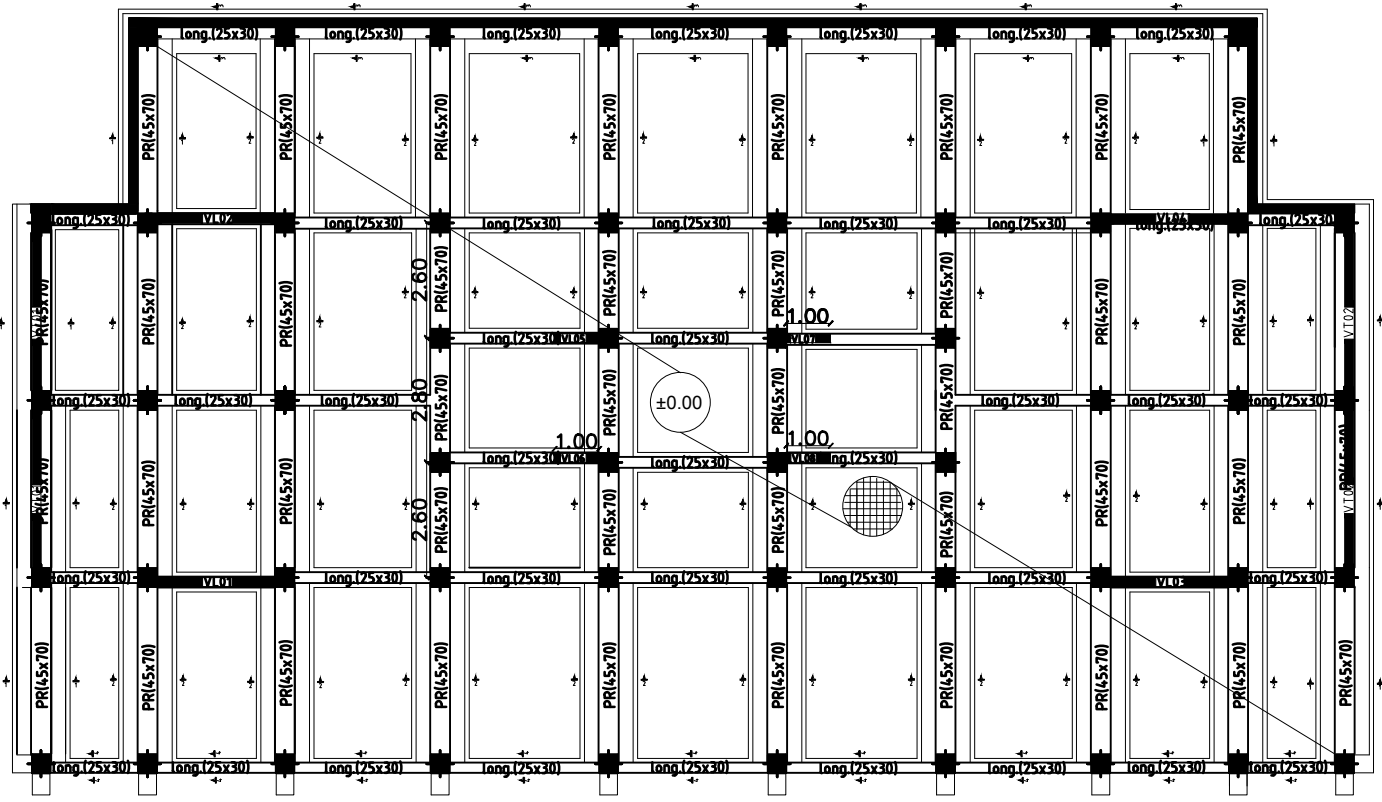
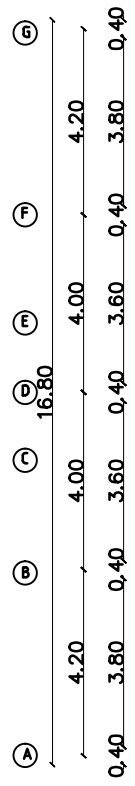


22.11

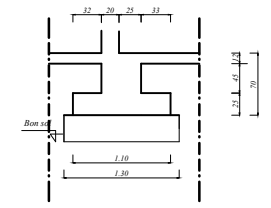




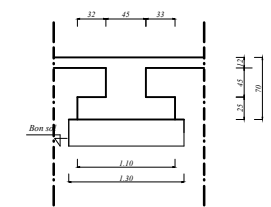
COFFRAGE DES FONDATION NIV. 0.00



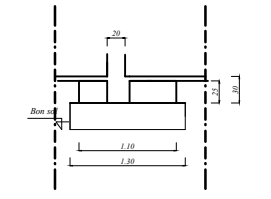
Coupe 1-1



Coupe 2-2



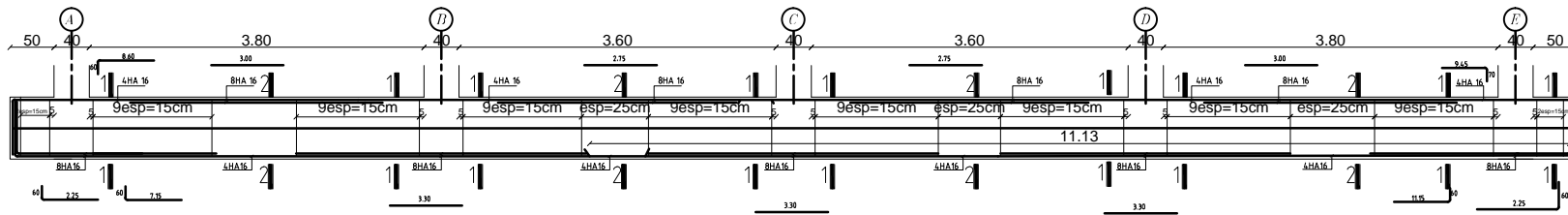
Coupe 3-3



Coupe 4-4

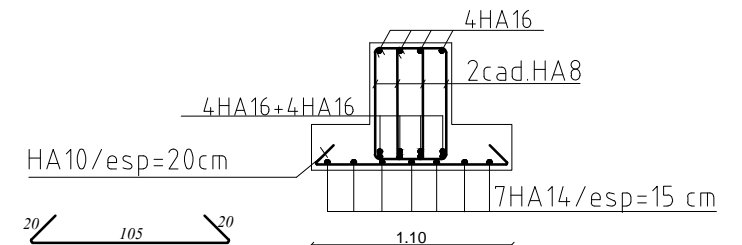
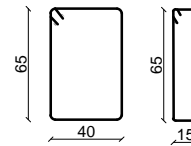
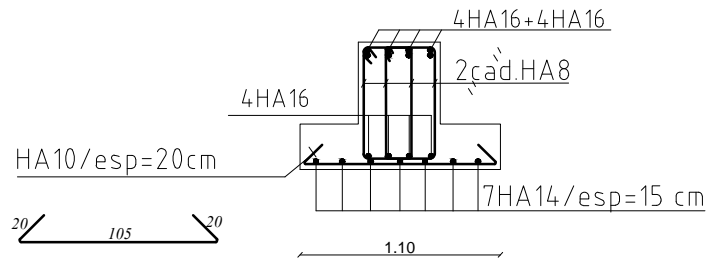


ferrailage Semelles Filantes et poutres de redressement



Coupe 2-2

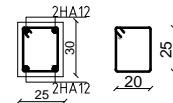
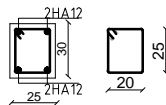
Coupe 1-1



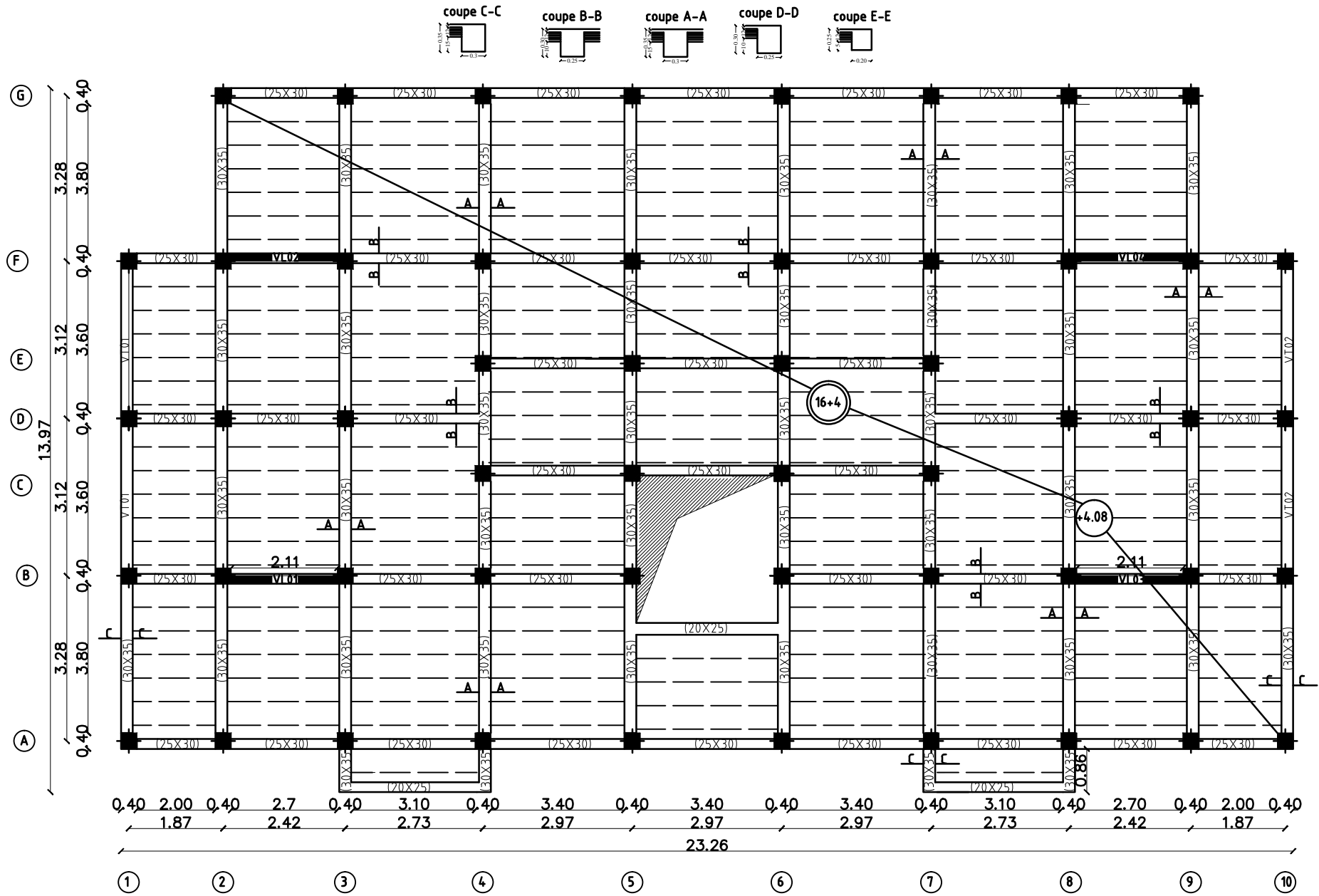
ferrailage des longrines (25x30)

en traves

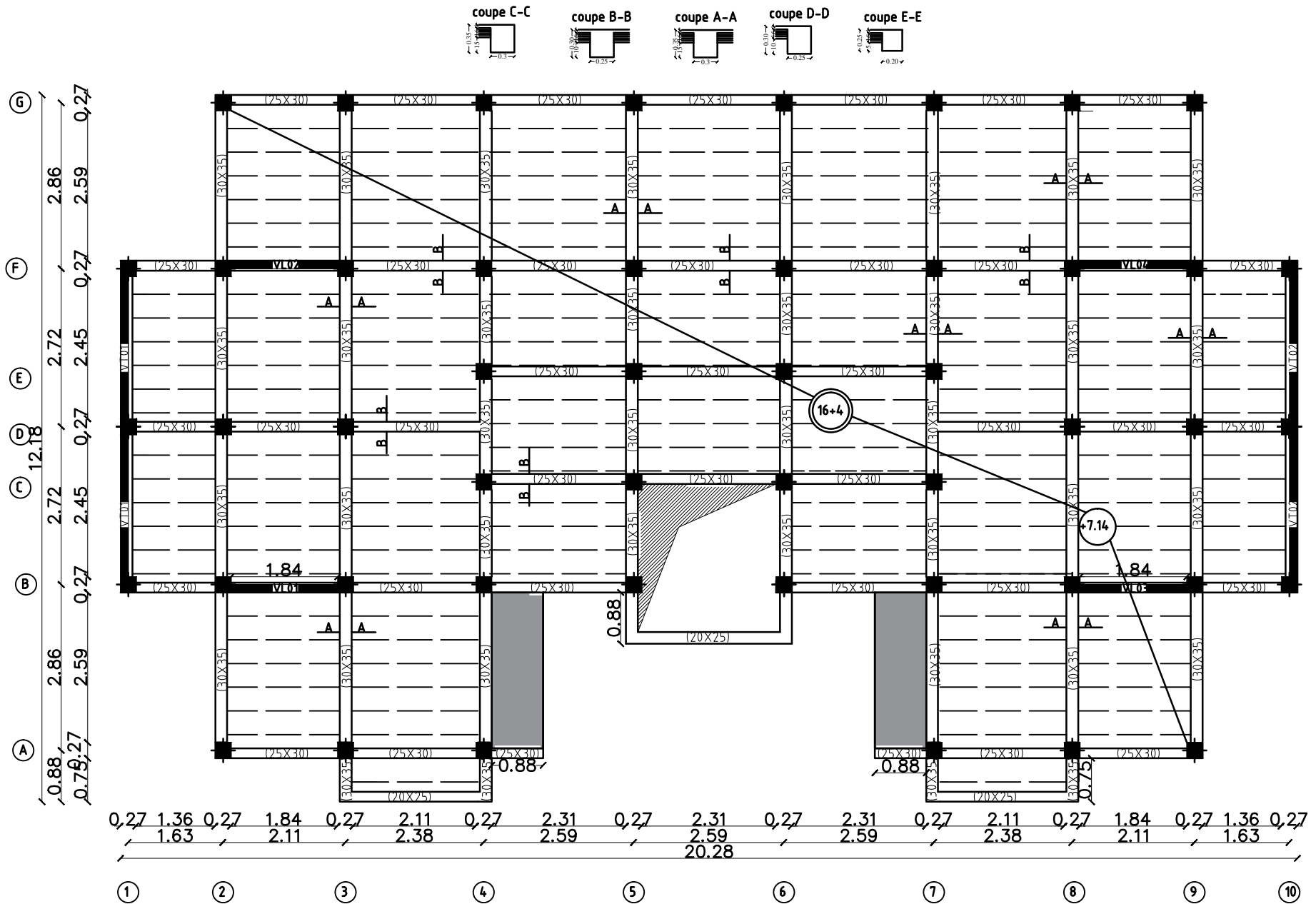
aux appuis



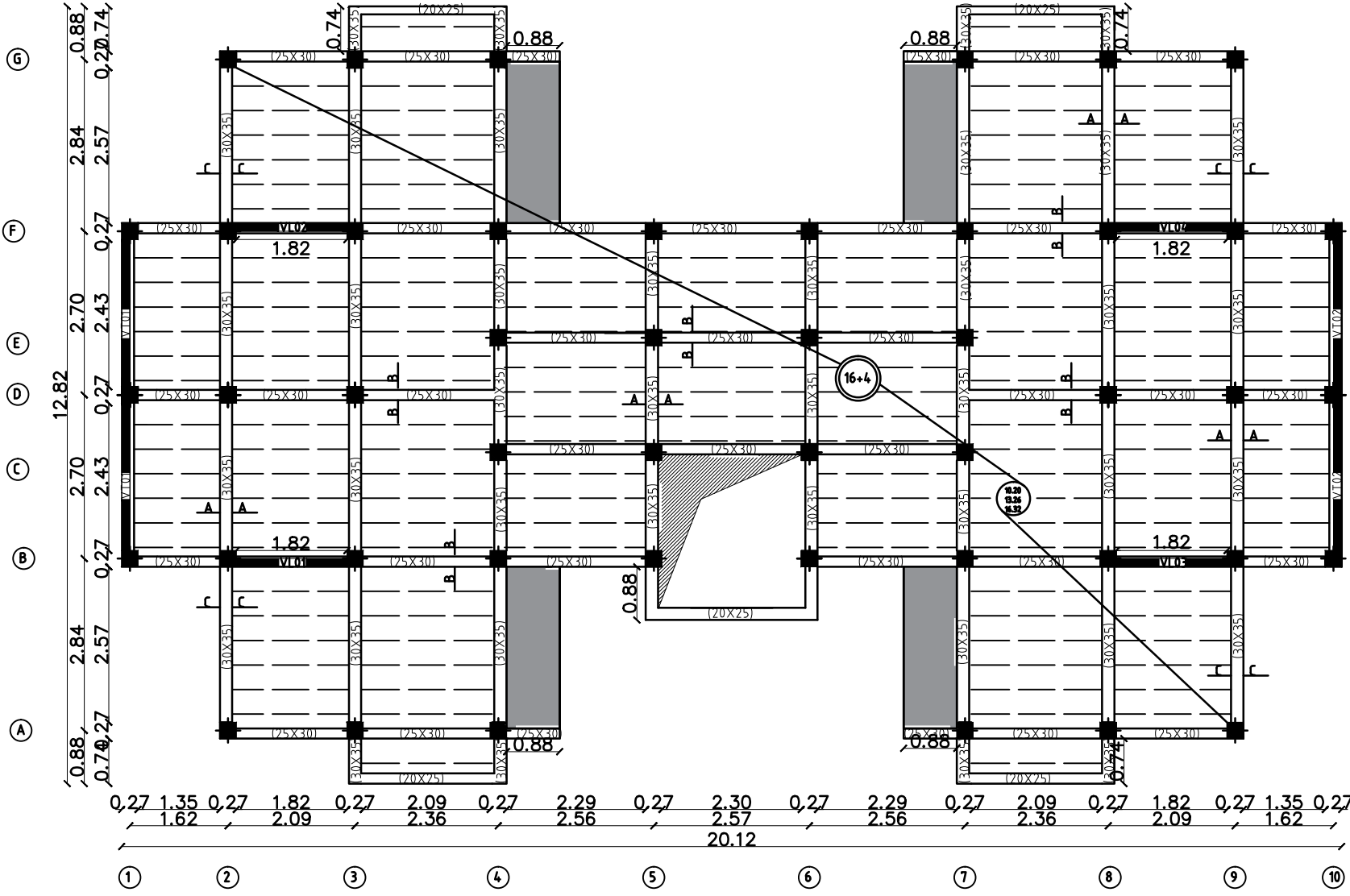
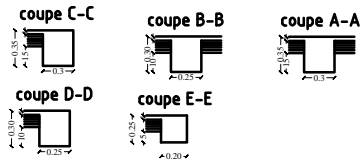
Plan de coufrage du RDC)



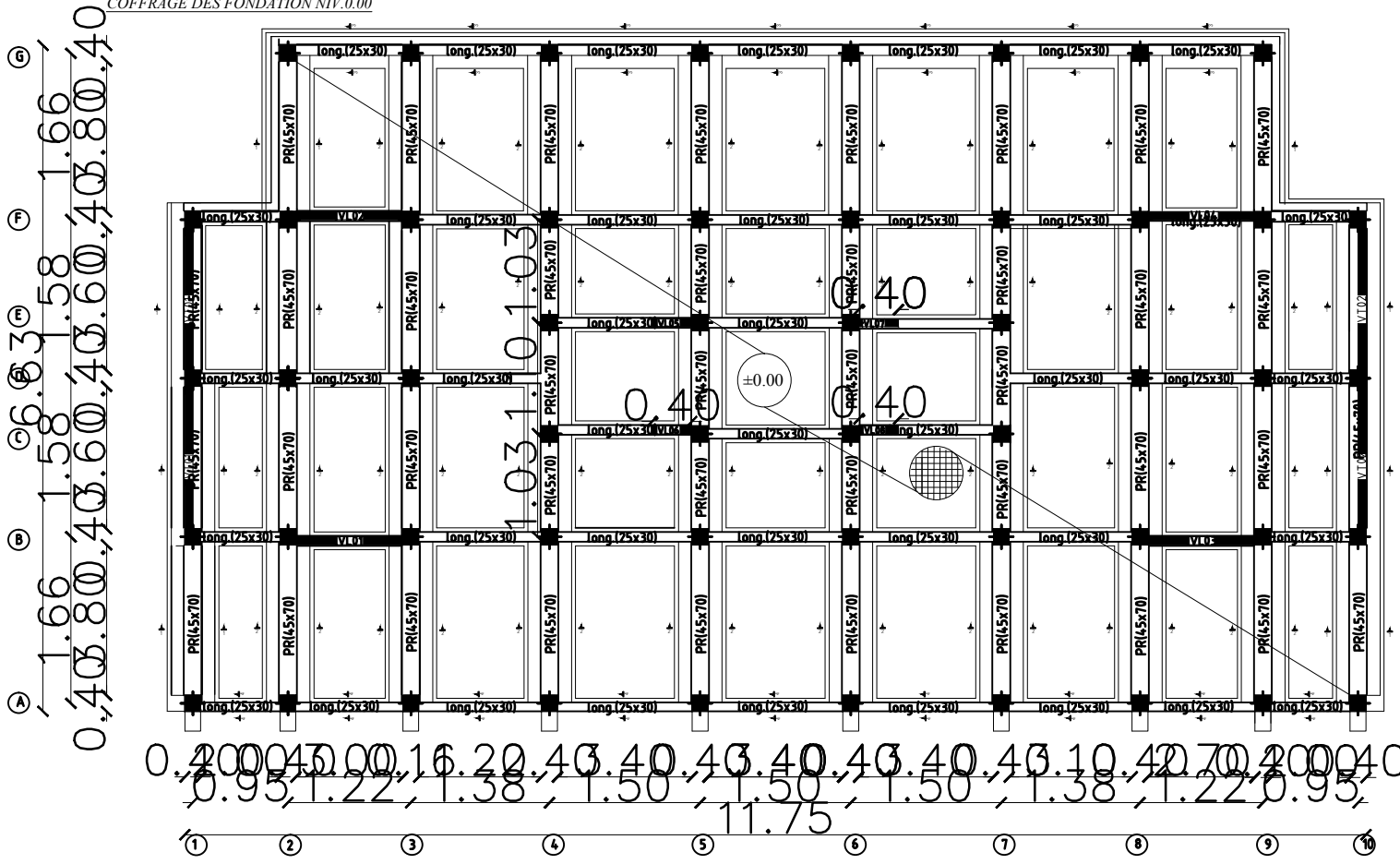
Plan de coffrage du niveau 7,14



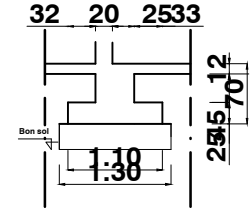
Plan de coufrage des niveaux (10,20 - 13,26 - 16.32)



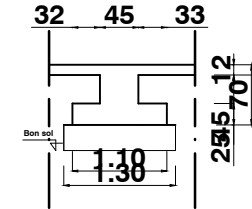
COFFRAGE DES FONDATION NIV. 0.00



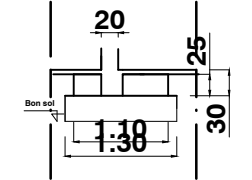
Coupe 1-1



Coupe 2-2

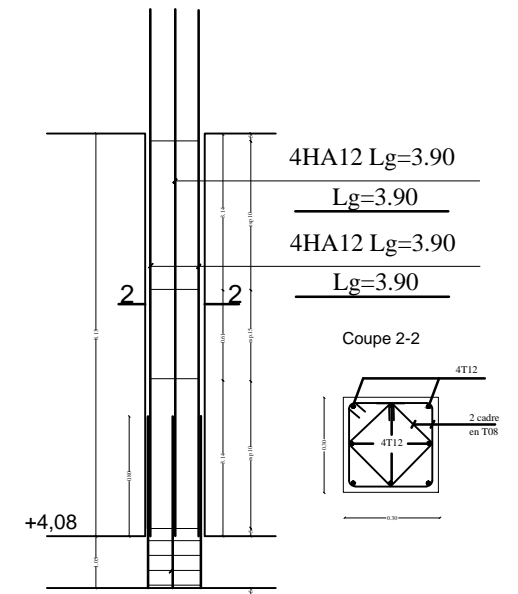
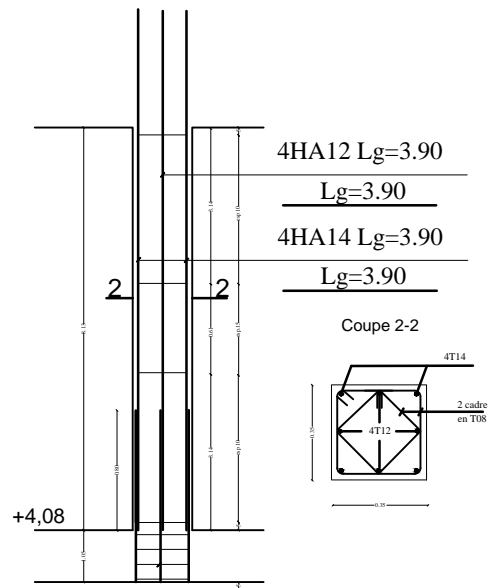
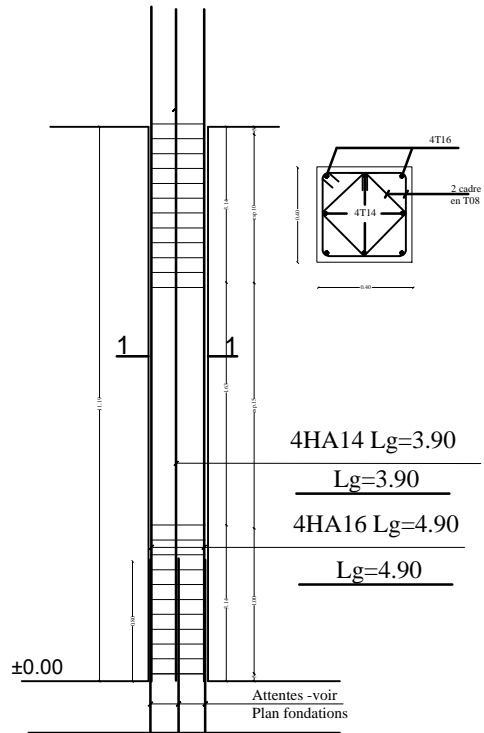


Coupe 3-3

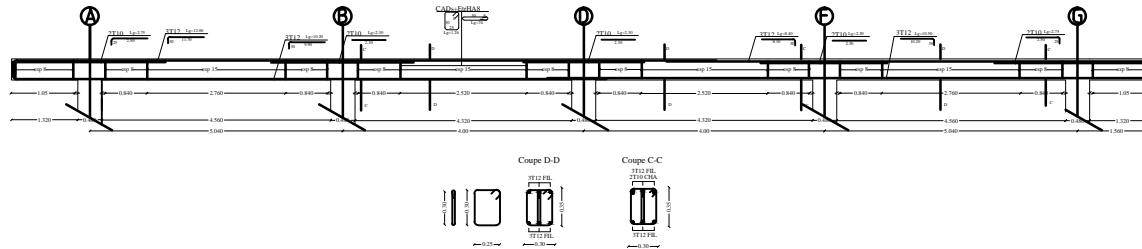


Coupe 4-4

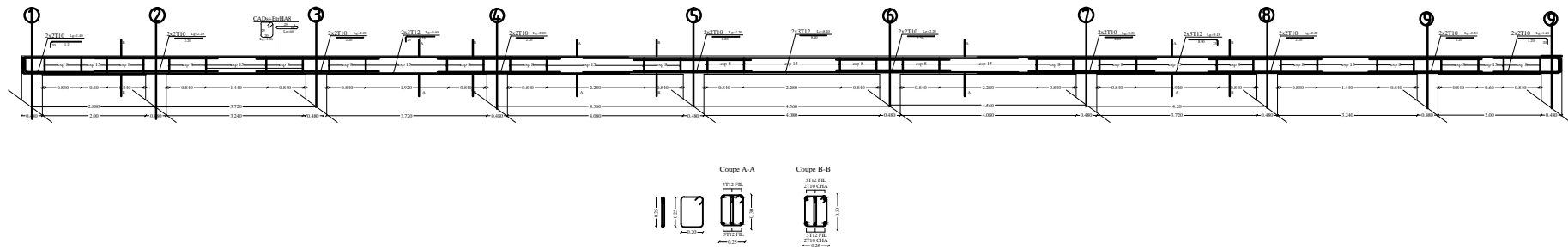




ferraille de la poutre principale (30x35)

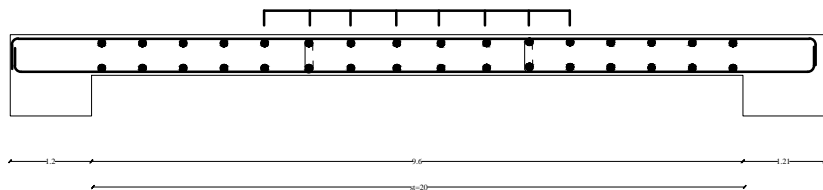


ferraille de la poutre secondaire (25x30)



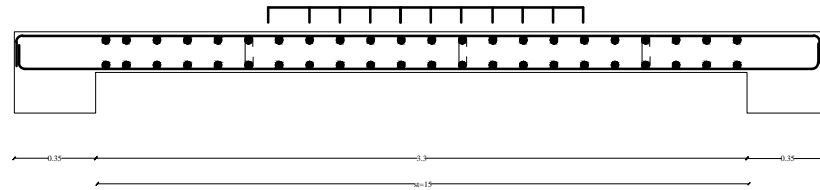
voile transversal , zone I et II

2 x 6T14 (e = 20)



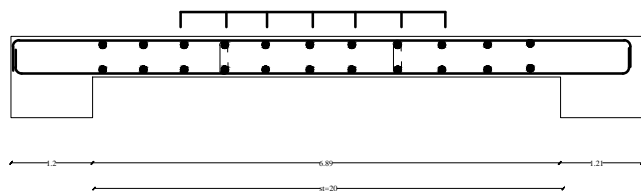
voile transversal , zone III

2 x 6T12 (e = 15)



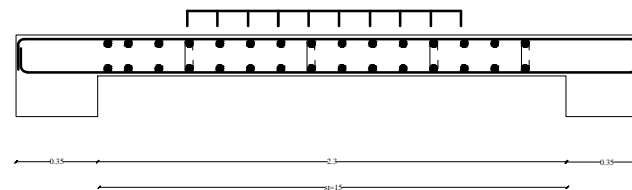
voile longitudinale , zone I et II

2 x 6T12 (e = 20)

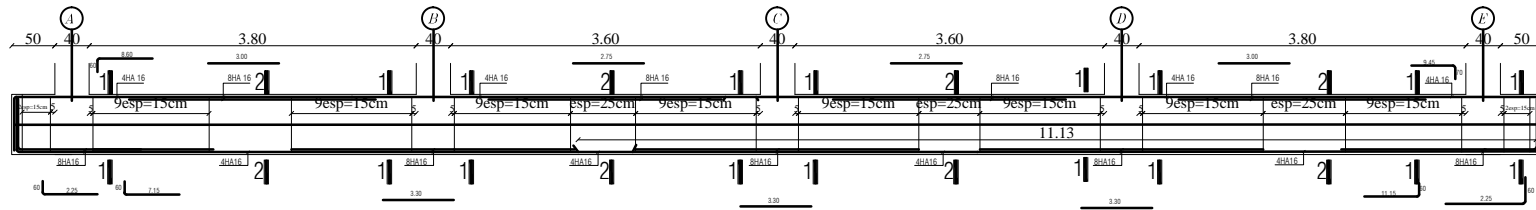


voile longitudinale , zone III

2 x 6T12 (e = 15)

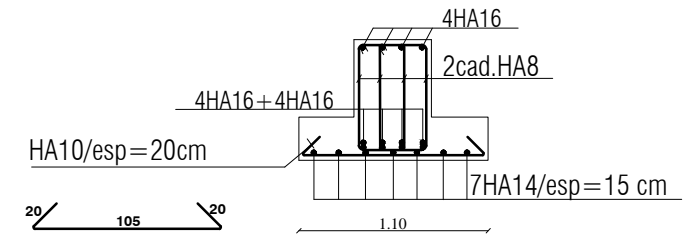
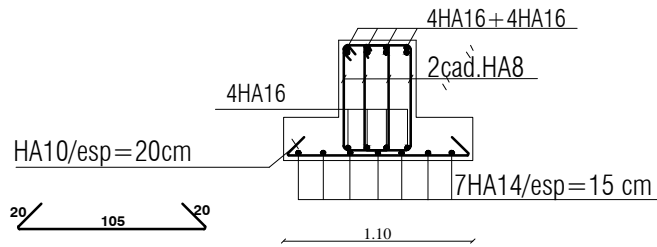


ferrailage Semelles Filantes et poutres de redressement



Coupe 2-2

Coupe 1-1



ferrailage des longrines (25x30)

en travees

aux appuis

