

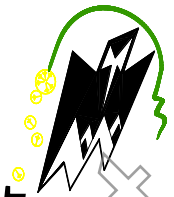
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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 master en génie civil.

Option : construction civile et industriel.

THEME

*Etude d'un bâtiment R+9 à usage d'habitation et commercial
à ossature mixte avec application ROBOT 2014*



Dirigé par:
M^r : *MANSOURI*

Etudié par :
M^r : AIBOUD HOCINE
M^r : AMEZIANE Mnd AREZKI

Année 2015/2016

Sommaire

Introduction

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques mécaniques des matériaux...1

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments 9

Chapitre III : Calcul des éléments

III.1 L'acrotère.....39

III.2 La salle machine.....40

III.3 Les balcons.....52

III.4 Les planchers57

III.5 La poutre chaînage.....78

III.6 L'escalier.....87

III.4 La poutre palière.....100

Chapitre IV : Etude du contreventement.....115

Chapitre V : Modalisation de la structure et vérifications RPA

V.1 Présentation de logiciel ROBOT.....124

V.2 Introduction des données.....138

V.3 Vérification RPA.....142

Chapitre VI : Ferrailage des poteaux.....150

Chapitre VII : Ferrailage des poutres.....174

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles.....189

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure202

Conclusion générale

Bibliographie

Ébauche uniquement

Introduction générale

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions généralement criardes.

Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment R+9 à contreventement mixte, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Pro 2014.

I.1. Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à étudier et calculer des éléments résistants d'une structure (R + 9 + terrasse inaccessible) à usage d'habitation et commercial. Cet ouvrage est de moyenne importance (**groupe d'usage2**), il est implanté à **TIZI-OUZOU**. Cette zone est classée selon le RPA 99 (version 2003) comme étant une zone de moyenne sismicité (**zone IIa**).

Le rapport du sol ne nous a pas été remis, alors nous avons pris une valeur de $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$. Cette contrainte correspond à un sol meuble **S2**.

I.1.1. Description :

Cet ouvrage est composé d'un, rez-de-chaussée et 9 étages courants à usage d'habitation, et d'une terrasse inaccessible. La structure se compose de voiles porteurs en béton armé.

- Nous conformerons dans nos calculs aux règlements en vigueur à savoir :

- Règlement parasismique algériens (**RPA 99, modifier 2003**) [1]
- Les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé (**B.A.E.L 91 modifier 99**)..... [2]
- Charge et surcharge d'exploitation (**DTR – BC – 22**),-**CBA 93**... [3]

I.1.2. Caractéristiques géométriques :

Notre bâtiment a pour dimensions :

❖ **En plan :**

Longueur totale du bâtiment : **L = 27,80 m**

Largeur totale du bâtiment : **l = 19,60 m**

❖ **En élévation :**

Hauteur totale du bâtiment : **H_t = 31,14 m**

Hauteur du (RDC) : **H_{Rc} = 3,60 m**

Hauteur d'étage courant : **H_{EC} = 3,06 m**

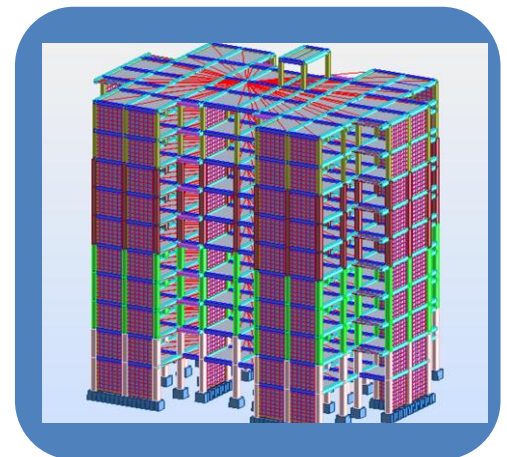


Fig I.1 démentions de la structure

I.1.3. Éléments de la structure :

I. Ossature : la structure est composée par des éléments porteurs suivants :

- **Portiques :** ou bien des cadres rigides constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales et horizontales, et sont liés entre eux.
- **Voiles :** Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont

destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux

2. Planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges assurant deux fonctions principales :

- **Fonction de résistance mécanique** : Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitations et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.
- **Fonction d'isolation** : Les planchers permettent d'isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages. Dans notre cas on a un plancher constitué de corps creux, d'une dalle de compression et des poutrelles préfabriquées.

On distingue deux types de planchers dans notre structure :

Planchers en corps creux :

Ils sont réalisés en corps creux et une dalle de compression coulée sur place, reposant sur des poutrelles préfabriquées.

Dalle pleine en béton armé :

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau de la salle Machine (cage d'ascenseur) et les consoles.

3. Maçonnerie:

a) Murs extérieurs :

Ils seront réalisés en doubles cloisons de deux briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm (10+5+10)

b) Murs intérieurs :

Ils seront réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

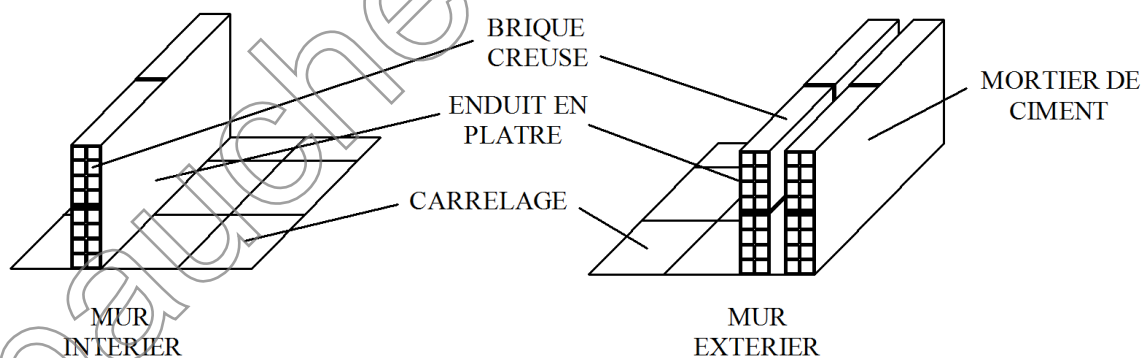


Fig. I.2 schéma pour les parois.

4. Escalier :

La structure est munie d'une cage d'escalier, composée d'un palier et de paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place.

5. L'ascenseur :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur, réalisée en voiles en béton armé.

6. Les Revêtements :

Ils seront réalisés en :

- Mortier de ciment pour les murs de façades et les plafonds des salles d'eau.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.

7. Acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé dont la hauteur est de 70 cm, qui vient se greffer à la périphérie de la t. Il a pour but de permettre un bon façonnage de l'étanchéité.

8. Le système de coffrage :

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution.

Par ailleurs ce type de coffrage, même s'il est coûteux, il offre d'autres avantages à savoir :

- Réduction des opérations manuelles.
- Réalisation rapide des travaux.
- Sécurisation de la main d'œuvre.

I.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Dans notre ouvrage nous utiliserons deux matériaux à savoir : le béton et l'acier qui doivent impérativement répondre aux exigences du règlement parasismique algérien (RPA 99/Version 2003), ainsi qu'aux règles de béton armé (B.A.E.L.91/modifié.99).

I.2.1. Béton :

Le béton est un mélange de constituants minéraux actifs (comme le ciment portland) ou non actif (les granulats et sable), d'eau de gâchages et d'air, dont les proportions varient selon ces nombreux paramètres.

La matière de béton est aujourd'hui composée avec des adjuvants qui en modifient les caractéristiques à l'état frais ou durci.

Il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui est assez élevée par rapport à sa résistance à la traction qui est faible, de plus le béton a un comportement fragile.

Il est dosé d'une manière à obtenir les quantités requises pour son utilisation.

Le béton utilisé est dosé à 350 kg/m^3 de ciment portland artificiel 425 (CPA425).

• Dosage

A titre indicatif, pour 1 m^3 de béton armé :

- Granulats : Sable..... 380 à 450 cm^3 ($d_g \leq 5 \text{ mm}$).
- Gravillons..... 750 à 850 cm^3 ($d_g \leq 25 \text{ mm}$).
- Ciment : 300 à 400 kg .
- Eau : 150 à 200 l .

La réalité pratique conduit vers le rapport

$$\frac{\text{Eau}}{\text{Ciment}} = 0.5$$

A. Résistance caractéristique à la compression :

Dans notre cas on fixe : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

D'après le (B.A.E.L.91, Art A.2.1.11, modifié99) on admet la résistance f_{cj} suivante :

✓ Pour $j \leq 28$ jours :

$$f_{cj} = \frac{j}{(4,76+0,83j)} f_{c28} \quad ; \text{ Pour des } f_{c28} < 40 \text{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{(1,4+0,95j)} f_{c28} \quad ; \text{ Pour des } f_{c28} > 40 \text{MPa}$$

✓ pour $j > 28$ jours :

$$f_{cj} = 1,10 f_{c28}$$

B. Résistance caractéristique à la traction : (B.A.E.L91 Art2-1-12/ modifié99)

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge « j » jours est donnée par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

Dans notre cas :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{tj} \leq 2,1 \text{ MPa}$$

C. Contrainte limite du béton :

❖ **Les états limitent :**

On appelle l'état limite un état particulier d'une structure pour lequel cette structure Satisfait une condition exigée par le concepteur .on distingue deux types de l'état limite :

1) L'état limite ultimes (ELU) :

Correspondent à la perte d'équilibre statique et l'effort unitaire de stabilité de forme, Surtout à la perte de résistance qui conduit à la ruine de la construction, et les contraintes Limites dans le béton correspondant à cet état s'écrit :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b} \Rightarrow \text{(Art. A.4.3.41, BAEL 91/ modifié99)}$$

Avec : γ_b : Coefficient de sécurité ;

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \dots \dots \dots \text{en situation courante} \\ \gamma_b = 1,15 \dots \dots \dots \text{en situation accidentelle} \end{array} \right.$$

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

d'actions.

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \dots \dots \dots t > 24 \text{ h} \\ \theta = 0,9 \dots \dots \dots 1 \text{h} \leq t \leq 24 \text{ h} \\ \theta = 0,85 \dots \dots \dots t \leq 1 \text{h} \end{array} \right.$$

t : durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

✓ **Diagramme contraintes déformations du béton :**

Dans les calculs relatifs à l'état limite de résistance, on utilise pour le béton, un diagramme conventionnel dit « parabole-rectangle » comme le montre la figure I.1 suivante

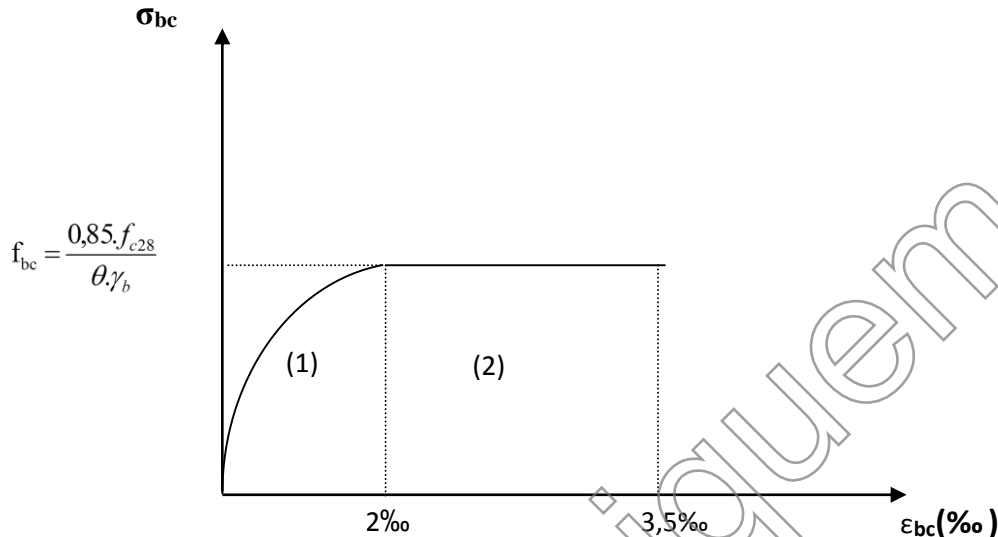


Fig. I.3 Diagramme de calcul contrainte-déformation du béton (ELU)

✓ **Le diagramme est composé :**

- D'une partie parabolique et la déformation relative est limitée à 2‰ (état élastique).
- D'une partie rectangle (état plastique).
- $2‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5‰$

D'où on aura : (Art.A.4.3.41, BAEL 91/ modifié99) .

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \Rightarrow \begin{cases} f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} & ; \text{ pour } \gamma_b = 1,5 \\ f_{bc} = 18,48 \text{ MPa} & ; \text{ pour } \gamma_b = 1,15 \end{cases}$$

2) État limite de service (ELS) :

L'état limite de service est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites.

On distingue :

- État limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- État limite déformation (pas de flèche excessive).
- État limite d'ouverture des fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

La contrainte de compression du béton est limitée par (Art.A.4.5.2, BAEL 91/ modifié99) :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

✓ **Diagramme contraintes déformations du béton :**

La déformation dans le béton est considéré comme élastique et linéaire.
Comme le montre la figure I.2 suivante :

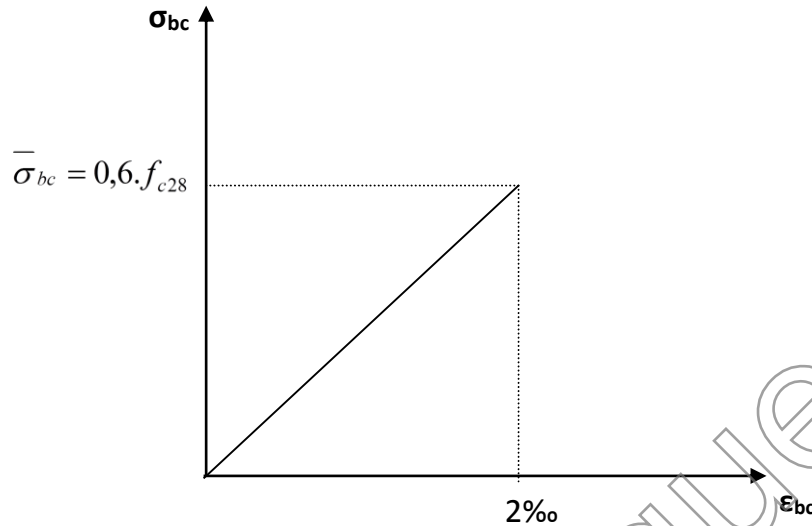


Fig. I.4 Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS)

3) Contrainte limite de cisaillement :

Elle est donnée par la formule suivante (Art. A.5.1,1 BAEL.91/ modifié99) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d}$$

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Cas de fissurations peu nuisibles : $\bar{\tau}_u = \min \{0,13f_{c28} ; 5\text{MPa}\}$,
- Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min \{0,10f_{c28} ; 4\text{MPa}\}$.

V_u : Effort tranchant dans la section étudiée(ELU).

b : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile.

4) Module d'élasticité du béton :

On distingue deux modules de déformation longitudinale :

Instantanée : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ (Chargement de courte durée), en (MPa) (Art A-2.1, 21BAEL91).

Différée : $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$ (chargement de longue durée), en (MPa) (Art A-2.1, 22BAEL91).

f_{cj} : La résistance de béton a la compression a (j) jours.

$$A \ j=28\text{jours} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

5) Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)} \quad (\text{Art .A.2.1.3/BAEL91/ modifié99})$$

Avec :

E : module de Young
 ν : Coefficient de Poisson

6) Coefficient de poisson:

Le coefficient de POISSON (**ν**) est le rapport entre la déformation transversale relative et la déformation longitudinale relative. (A.2.1, 3 / BAEL91/ modifié99)

- **$\nu = 0,20$** pour le calcul des déformations. (ELS)
- **$\nu = 0$** pour le calcul des sollicitations. (ELU)

I.2.2. Acier :**➤ Définition :**

Comme béton est un matériau qui résiste bien à la compression, mais pas à la traction, c'est pour cela qu'on fait appel aux aciers qui vont équilibrer les efforts de traction.

Les aciers se distinguent suivant la nuance et leur état de surface (barres lisses ou haute adhérence). Pour notre ouvrage, nous utilisons les deux catégories suivantes :

| Type d'acier | Nomination | Symbole | Limite d'élasticité Fe (MPa) | Coefficient de fissuration | Coefficient de scellement |
|--------------------|-------------------------|---------|------------------------------|----------------------------|---------------------------|
| Aciers en barres | Haute Ad. FeE400 | HA | 400 | 1,6 | 1,5 |
| Aciers en treillis | Treillis soudé TL520 | TS | 520 | 1,3 | 1 |

Tableau I.1 : les aciers utilisés dans le projet

A. Module d'élasticité longitudinale :

Le module de déformation longitudinale E_s sera pris :

$$E_s = 2.10^5 \text{ (MPa)} \Rightarrow (\text{A.2.2 ,1/BAEL91/ modifié99})$$

B. contrainte limite dans les aciers : (Art A-4,3.1-B.A.E.L91/ modifié99)**❖ Etat limite ultime :**

Les armatures sont destinées à équilibrer et à reprendre les efforts de tractions, et elles sont utilisées jusqu'à leurs limites élastiques avec une nuance de sécurité.

La contrainte limite de l'acier est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s \quad (\text{Art A.2.2.2, BAEL91/modifié99})$$

Avec :

- σ_{st} : La contrainte d'acier a l'ELU.
- f_e : Contrainte d'élasticité de l'acier.
- γ_s : Coefficient de sécurité.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \rightarrow \text{Situation courante} \\ \gamma_s = 1,00 \rightarrow \text{Situation accidentelle} \end{array} \right. \quad (\text{A.4.3 ,2/BAEL91modifié99})$$

| Nuance de l'acier | Situation courante | Situation accidentelle |
|-------------------------|---------------------------------|---------------------------------|
| $f_e = 400 \text{ MPa}$ | $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$ | $\sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$ |
| $f_e = 520 \text{ MPa}$ | $\sigma_{st} = 452 \text{ MPa}$ | $\sigma_{st} = 520 \text{ MPa}$ |

Tableau I.2 :les contraintes dans les aciers.

✓ **Diagramme contraintes déformation :**
 Pour les états limite ultime les contraintes de calcul (σ_s) dans les armatures longitudinales sont données en fonction de déformation (ϵ_s) de l'acier définie par le diagramme suivant :

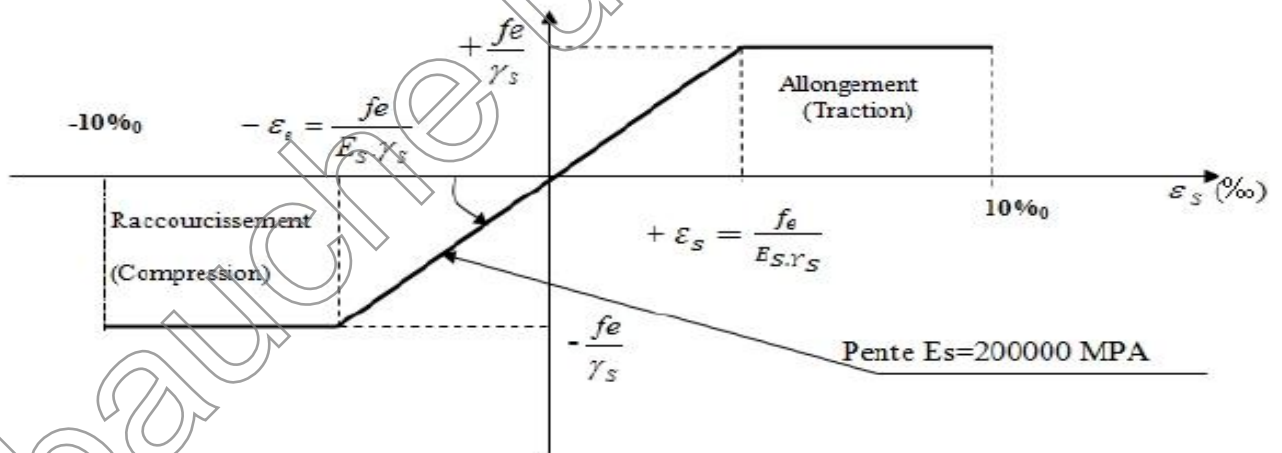


Figure I.5: Diagramme contraintes - déformation

❖ **Etat limite de service :**

Pour limiter les fissurations et l'importance des ouvertures dans le béton, on doit limiter la contrainte dans l'acier en fonction de la fissuration :

$$\sigma_{St} \leq \overline{\sigma_{St}}$$

✓ **Fissuration peu préjudiciable : (Art. A.4.5.3.2, BAEL 91)**

Aucune vérification n'est à effectuer.

✓ **Fissuration préjudiciable : (Art. A.4.5.3.3, BAEL 91)**

Lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations ils peuvent être alternativement noyés et émergés en eau douce

Il faut vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{s_t} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \text{MPa.}$$

Avec :

f_e : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés.

f_{t28} : résistance caractéristique à la traction du béton (MPa).

η : coefficient de fissuration.

$\eta=1$ pour les aciers ronds lisses et treillis soudés.

$\eta= 1,3$ pour les aciers de haute adhérence ($\phi < 6\text{mm}$).

$\eta= 1,6$ pour les aciers de moyenne adhérence ($\phi > 6\text{mm}$).

La valeur exacte obtenue est :

- $\bar{\sigma}_s = 201,7$ MPa pour les HA.

✓ **Fissuration très préjudiciable : (Art. A.4.5.3.4, BAEL 91)**

Lorsque les éléments en œuvre sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, l'atmosphère marine ou aux gaz) ou bien doivent assurer une étanchéité.

Il faut vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{s_t} = \min (0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}}) \text{ MPa.}$$

Soit :

- $\bar{\sigma}_s = 165$ MPa pour les HA.

C. Protection d'armatures : (art/ A. 6.3 C.B.A)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'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 embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3\text{cm}$: Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 1\text{cm}$: pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

Conclusion :

Après avoir fait une description de notre structure et avoir présenté les matériaux importants qui vont constituer notre structure, on passe directement au pré-dimensionnement des éléments.

INTRODUCTION :

Le pré-dimensionnement est une étape importante dans notre travail, car elle nous permet de connaître l'ordre de grandeur des différents éléments de la structure.

II.1. Pré-dimensionnement des éléments :**II.1.1) les planchers :****1) Corps creux :**

Ce sont des aires planes suppose infiniment rigide dans le plan horizontale, assurent deux fonctions principales :

Ils sont constitués de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées, et d'une dalle de compression, disposées suivant la petite portée.

- **Une fonction de résistance mécanique**, qui consiste en la capacité du plancher de supporter à la fois son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation, et transmettre la somme de ces efforts aux poutres qui à leur tour les transmettent aux poteaux et ces derniers aux fondations.
- **Une fonction d'isolation acoustique et thermique**, c'est le corps creux avec ces lames d'air qui offre cette isolation.

a) Condition de résistance à la flexion :

- ❖ La hauteur du plancher est calculée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad (\text{Art B.6.8.424 BAEL 91})$$

Avec :

L_{\max} : portée libre de la plus longue travée.

h_t : hauteur totale du plancher.

Le RPA exige :

- $\min (b, h) \geq 25 \text{ cm}$ en zone (II a) on prend $\min = 25 \text{ cm}$
- $L_{\max} = 330 - 25 = 305 \text{ cm}$

$$h_t = 305 / 22,5 = 13,55 \text{ cm}$$

b) Condition de résistance au feu : (BAEL 91 révisé 99-3.1.33)

$ep = 7 \text{ cm}$: pour une heure de résistance au feu.

$ep = 11 \text{ cm}$: pour deux heures de résistance au feu.

$ep = 17,5 \text{ cm}$: pour quatre-heures de résistance au feu.

ep : épaisseur de la dalle pleine

On opte pour un plancher qui devrait largement résister à deux heures de feu.

C'est-à-dire : **$ep \geq 11 \text{ cm}$**

On prend une épaisseur de **$16+4 = 20 \text{ cm}$**

2) Dalle pleine :

La dalle pleine est un plancher en béton armé coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Ce type de plancher est très utilisé dans l'habitat collectif.

Le pré-dimensionnement du plancher en dalle pleine est déterminé en tenant compte des conditions essentielles de résistance et d'utilisation :

Condition de résistance à la flexion :

- dalles reposant sur 1 appui (Porte à faux): $ep \leq \frac{lx}{10}$
- dalles reposant sur 2 appuis : $\frac{lx}{35} \leq ep \leq \frac{lx}{30}$
- dalles reposant sur 3 appuis (Dalle pleine) : $\frac{lx}{40} \leq ep \leq \frac{lx}{35}$
- dalles reposant sur 4 appuis (local machine) : $\frac{lx}{50} \leq ep \leq \frac{lx}{40}$

Avec : $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$ (BAEL 91, modifié 99 ; Art. B.6.5.1)

l_x : Petit

côté du panneau de dalle considéré.

l_y : Grand coté du panneau de dalle considéré.

- ❖ Porte à faux : l'épaisseur de la dalle du balcon est donnée par la formule suivant : (BAEL 91, modifié 99 ; Art. B.6.5.1)

$$ep \geq \frac{L_0}{10} \text{ (condition à la flèche)}$$

L_0 : Portée libre

ep : épaisseur de la dalle

$$ep \geq \frac{1,30}{10} \longrightarrow ep \geq 13\text{cm}$$

- ❖ Dalle pleine du local machine :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,20}{4,1} = 0,53 \text{ (Le panneau travail dans les deux sens).}$$

$$0,4 \leq \alpha \leq 1 : \frac{L_x}{35} \geq ep \geq \frac{L_x}{40} \longrightarrow 6,28\text{cm} \geq ep \geq 10,25\text{cm}$$

- Condition de résistance au feu : (BAEL 91 révisé 99-3.1.33)

$ep = 7\text{ cm}$: pour une heure de résistance au feu.

$ep = 11\text{ cm}$: pour deux heures de résistance au feu.

$ep = 17,5\text{ cm}$: pour quatre-heures de résistance au feu.

ep : épaisseur de la dalle pleine

On opte pour un plancher qui devrait largement résister à deux heures de feu.

C'est-à-dire : $ep \geq 11\text{ cm}$

- **Isolation acoustique :**

Pour une dalle pleine la résistance acoustique ou l'indice d'affaiblissement acoustique.
 $R = 47,161 \text{ [db]}$

- **Les bruits aériens :**

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

$$R = 13,3 \log (10M) \quad \text{si} \quad M \leq 250 \text{ kg/m}^2 \dots (*)$$

$$R = 15 \log (M+9) \quad \text{si} \quad M > 250 \text{ kg/m}^2 \dots (**).$$

M : Masse surfacique.

La formule (**) nous donne :

Donc :

$$M = \rho \times e_p \geq 350 \text{ kg/m}^2.$$

A.N :

$$2500 \times e_p \geq 350 \quad \longrightarrow \quad e_p = 350/2500 = 14 \text{ cm.}$$

$$e_p \geq 14 \text{ cm.}$$

Le plancher en corps creux aura : $h = 16 + 4$

Et la dalle pleine aura une épaisseur de : $e_p = 15 \text{ cm.}$

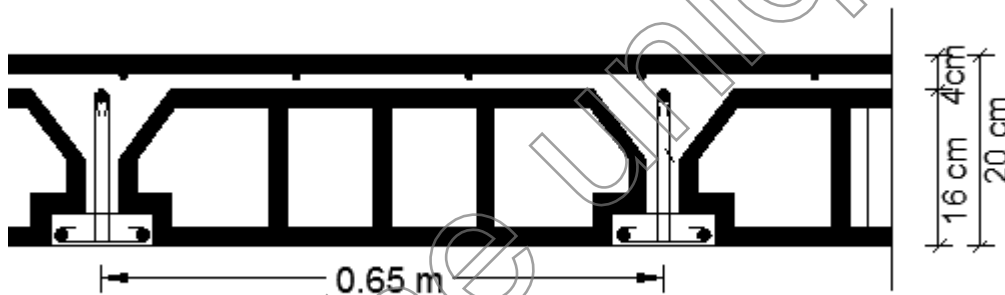


Fig.II.1 : Coupe verticale du plancher (corps creux)

II.1.2) Poutres :

Les poutres représentent des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments d'appui Verticaux (poteaux et voiles en béton armé).

Dans notre cas, les poutres principales et les poutres secondaires seront calculées selon deux travées différentes et leurs dimensions seront données par l' [RPA2003-Art 7-5-1] :

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

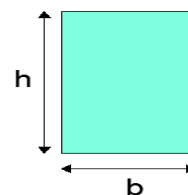


Figure II.2 : Dimensions des poutres

D'après les règles de déformabilité des éléments, les dimensions des poutres sont données comme suit :

- Hauteur des poutres : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$ (Art A.4.14 BAEL 91)

Avec :

L_{\max} : La plus grande travée.

- Largeur des poutres : $0,4h \leq b \leq 0,7h$

1) Poutres principales : (les poutres porteuses)

$$L = 410 - 25 = 385 \text{ cm}$$

$$385/15 \leq h \leq 385/10 \Rightarrow 25,66 \text{ cm} \leq h \leq 38,5 \text{ cm}$$

On prend : $h_{PP} = 40 \text{ cm}$.

$$0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \Rightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

Soit $b_{PP} = 30 \text{ cm}$

Donc :

La section des poutres principales adoptée est : **PP (30×40) cm²**.

2) Poutres secondaires :

Elles sont aussi des éléments en béton armé couler sur place, qui assure le chaînage. Elles sont disposées parallèles des poutrelles.

$$L = 330 - 25 = 305 \text{ cm}$$

$$305/15 \leq h \leq 305/10 \Rightarrow 20,33 \text{ cm} \leq h \leq 30,5 \text{ cm}$$

On prend : $h_{PS} = 35 \text{ cm}$.

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

Soit $b_{PS} = 30 \text{ cm}$

Donc :

La section des poutres secondaires adoptée est : **PS (30×35) cm²**

3) Poutres palière :

Comme les poutres principales et secondaires se sont des éléments en béton armé couler sur place, elles servent à porter l'escalier.

$$L = 330 - 25 = 305 \text{ cm}$$

$$305/15 \leq h \leq 305/10 \Rightarrow 20,33 \text{ cm} \leq h \leq 30,5 \text{ cm}$$

On prend : $h_{PS} = 35 \text{ cm}$.

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

Soit $b_{PS} = 30 \text{ cm}$

Donc :

La section des poutres secondaires adoptée est : **PS (30×35) cm²**

4) *Vérification des conditions exigées par le RPA :*

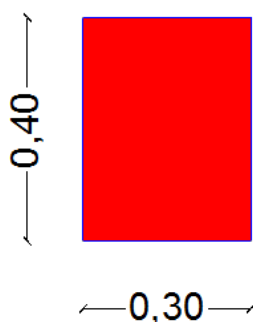
| Conditions | Poutres principales | Poutres secondaires | Poutres palières | Vérification |
|------------------------|---------------------|---------------------|------------------|--------------|
| $h \geq 30 \text{ cm}$ | 40cm | 35cm | 35 | OK |
| $b \geq 20 \text{ cm}$ | 30 cm | 30 cm | 30 | OK |
| $h/b \leq 4$ | 1,33 | 1,16 | 1,16 | OK |

Tableau .II.1) : Vérification des conditions exigées par le RPA

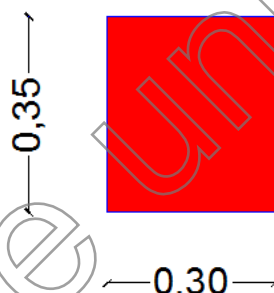
Après vérification des conditions du RPA, les sections des poutres ($b \times h$) adoptées sont :

- ✓ Poutres principales : **(40 x 30) cm²**
- ✓ Poutres secondaires : **(35 x30) cm²**
- ✓ Poutre palière : **(35 x30) cm²**

poutres principales



poutres secondaires



poutres palières

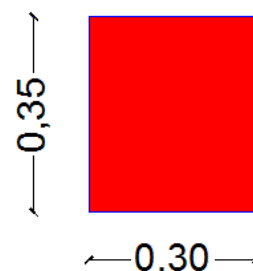


Figure II. 3): Dimensions des Poutres

II.1.3 : Les voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis de l'effet des chargements horizontaux.

Les voiles assurent deux fonctions principales :

- 1- La portance.
- 2- Le contreventement.

Le Pré dimensionnement des voiles est effectué suivant les règles parasismiques Algérienne (RPA) :

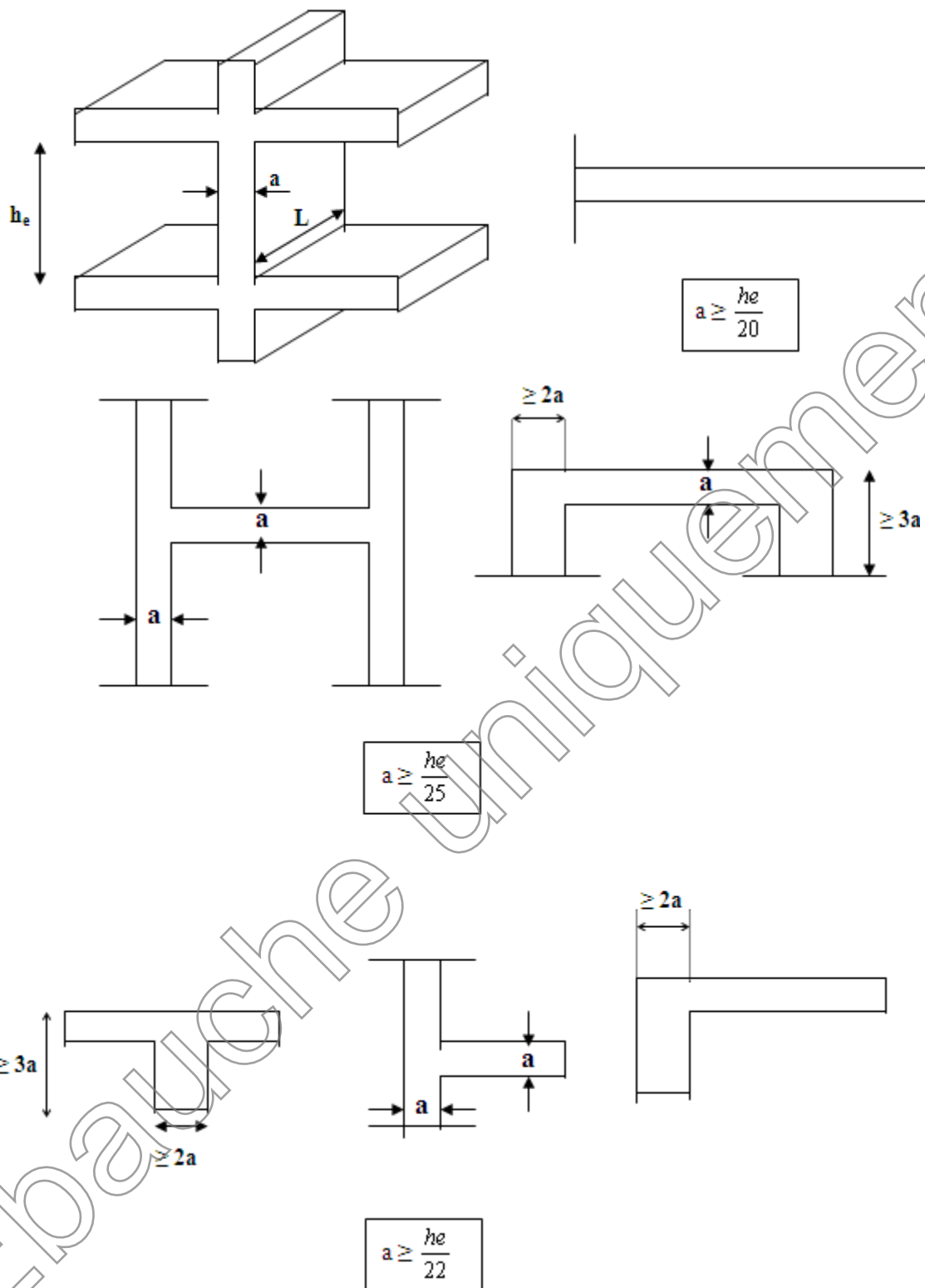


Figure II. 4) différents types de voile

Avec :

L : longueur du voile.

a : épaisseur du voile.

h_e : hauteur utile.

Nous adoptons la formule la plus défavorable dans notre pré-dimensionnement

1) Epaisseur : [ART 7.7.1/ RPA 2003]

L'épaisseur minimale des voiles (a) est 15 cm. L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h) et des conditions de rigidité à l'extrémité.

$$a = \frac{h_e}{20} \quad (\text{Le cas le plus défavorable}).$$

➤ Nous avons deux hauteurs différentes dans notre bâtiment :

a) RDC :

$$h_e = h - e_p = 360 - 20 = 340 \text{ cm};$$

e_p : Hauteur du plancher

$$a = \frac{340}{20} = 17 \text{ cm}$$

b) Etage courants :

$$h_e = h - e_p = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

e_p : Hauteur du plancher

$$a = \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm}$$

D'où on opte pour un voile de 20cm d'épaisseur pour le RDC et pour les autres étages

$$a_{RDC} = 20 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$a_{\text{autre etage}} = 20 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$L \geq 4a \Rightarrow L \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Avec :

L : la portée minimale du voile.

II.1.4 : Poteaux

Le pré-dimensionnement des poteaux se fera avec l'effort normal réduit en considérant un effort $N_s = G + Q$, qui sera appliqué sur la section du poteau le plus sollicité. Cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$\text{Avec : } v = N_s / B \times f_{c28} \leq 0.30 \quad (\text{RPA 7.4.3.1})$$

N_s : effort de compression repris par les poteaux.

B : section transversale du poteau.

G : charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation

v : effort normal réduit

$$B \geq N_s / 0.3 \times f_{c28}$$

1) Localisation des charges et des surcharges:

Pour déterminer les charges permanentes G (KN/m²); et les surcharges d'exploitation Q (KN/m²); nous allons nous référer au DTR B.C 2.2 Art 6.3 (loi de dégression de charges)

II.2. Descente de charge :**❖ Les charges permanentes :****a) plancher terrasse**

| Désignation des éléments | | Epaisseur (m) | poids volumique (KN/m ³) | Poids surfaccique (KN/m ²) |
|--------------------------|------------------------|------------------|--|--|
| 1 | Couche de gravillon | 0.02 | 10 | 0.20 |
| 2 | Etanchéité multicouche | 0.02 | 06 | 0.12 |
| 3 | Formes de pentes | 0.07 | 22 | 1.54 |
| 4 | Feuille de polyane | 0.04 | 0.4 | 0.16 |
| 5 | Isolation thermique | / | / | 0.01 |
| 6 | Dalle à corps creux | (16+4) | 14 | 2.80 |
| 7 | Enduit plâtre | 0.05 | 17 | 0.85 |
| TOTAL | | | | 5.68 |

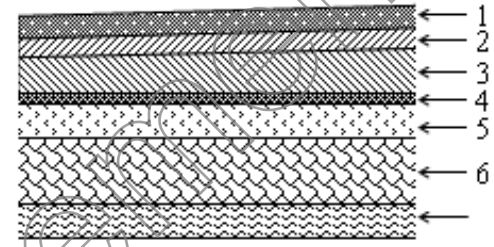


Fig II-5

Tableau.II.2) : charge permanente totale revenant à la terrasse

b) plancher des étages courants

| Désignation des éléments | | Epaisseur (m) | Poids volumique (kN/m ³) | Poids surfacique (kN/m ²) |
|--------------------------|------------------------------|---------------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| 1 | maçonnerie en briques creuse | 0.10 | 9 | 0.9 |
| 2 | revêtement en carrelage | 0.02 | 22 | 0.44 |
| 3 | mortier de pose | 0.02 | 22 | 0.44 |
| 4 | couche de sable | 0.02 | 18 | 0.36 |
| 5 | plancher en corps creux | (16+4) | 14 | 2.8 |
| 6 | enduit en plâtre | 0.02 | 10 | 0.2 |
| TOTAL | | | | 5.14 |

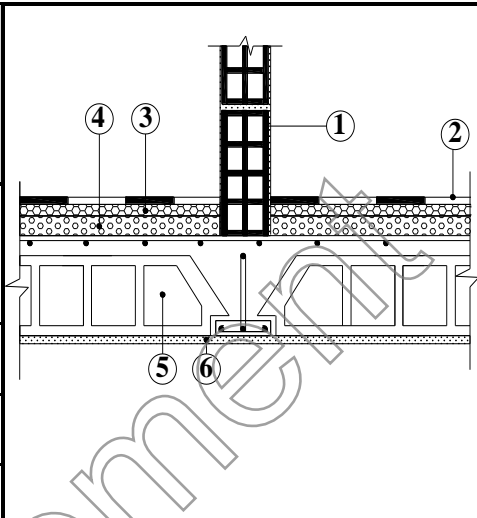


Fig II-6

Tableau.II.3) : charge permanente totale revenant aux étages courant.

c) dalle pleine :

| Désignation des éléments | | Epaisseur (m) | Poids volumique (kN/m ³) | Poids surfacique (kN/m ²) |
|--------------------------|---------------------|---------------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| 1 | Carrelage | 0.02 | 22 | 0.44 |
| 2 | Chape de mortier | 0.02 | 22 | 0.44 |
| 3 | Lit de sable | 0.02 | 18 | 0.36 |
| 4 | Dalle pleine en B A | 0.15 | 25 | 3.75 |
| 5 | Enduit en ciment | 0.015 | 18 | 0.27 |
| TOTAL | | | | 5.26 |

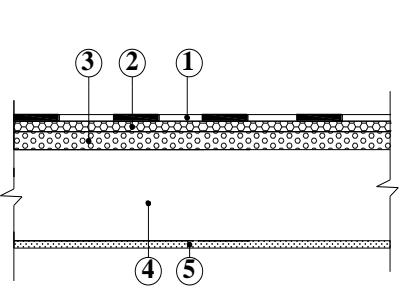


Fig II-7

Tableau.II.4) : charge permanente totale revenant aux dalle pleine

d) Maçonnerie :1) : Murs extérieurs

| Désignation des éléments | | Epaisseur (m) | Poids volumique (kN/m ³) | Poids surfacique (kN/m ²) |
|--------------------------|-------------------------------|---------------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| 1 | enduit de ciment | 0.015 | 18 | 0.27 |
| 5 | Mortier de ciment | 0.02 | 18 | 0.36 |
| 2 | Maçonnerie en briques creuses | 0.10 | 9 | 0,9 |
| 3 | Lame d'air | 0.05 | 0 | 0 |
| 2 | Maçonnerie en briques creuses | 0.10 | 9 | 0,9 |
| 4 | enduit de plâtre | 0.02 | 10 | 0,2 |
| 5 | Mortier de ciment | 0.02 | 18 | 0,36 |
| TOTAL | | | | 2.99 |

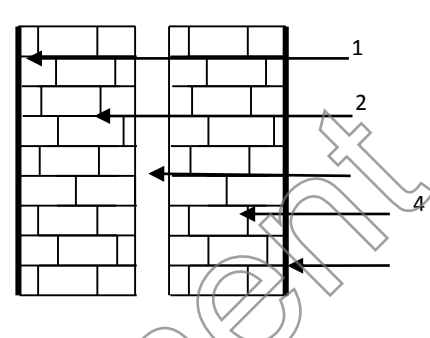


Fig II-8

Tableau. II.5) : poids propre de mur extérieurs

2) Murs intérieurs :

| Désignation des éléments | | Epaisseur (m) | Poids volumique (KN/m ³) | Poids surfacique (KN/m ²) |
|--------------------------|-------------------|---------------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| 1 | Enduit en plâtre | 0.02 | 10 | 0,2 |
| 2 | Briques creuses | 0.1 | 9 | 0,9 |
| 1 | Mortier de ciment | 0.02 | 18 | 0,36 |
| TOTAL | | | | 1,3 |

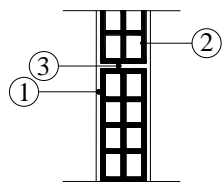


Fig II-9

Tableau. II.6) : poids propre de mur intérieur

Les surcharges d'exploitations :

Les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR** comme suit : *d'exploitation* :

- Plancher terrasse inaccessible → $Q = 1 \text{ KN/m}^2$
- Plancher étage courant à (usage d'habitation) → $Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$
- Plancher de RDC (usage d'habitation) → $Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$
- Balcons → $Q = 3.50 \text{ KN/m}^2$
- Acrotère → $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$
- Escalier → $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$

❖ **surface d'influence :**

Selon l'exigence de **RPA** qui minimise la section des poteaux à **(25x25) cm²**.

On s'intéressera lors de la descente de charge aux poteaux, sans prendre en considération la présence des voiles.

Calcul de la surface d'influence :

$$S_{\text{nette}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$= 1,55 (0,95 + 1,50) + 1,92 (1,5 + 0,95)$$

$$S_{\text{nette}} = 8,33 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{brute}} = 3,77 \times 2,75 = 10,367 \text{ m}^2$$

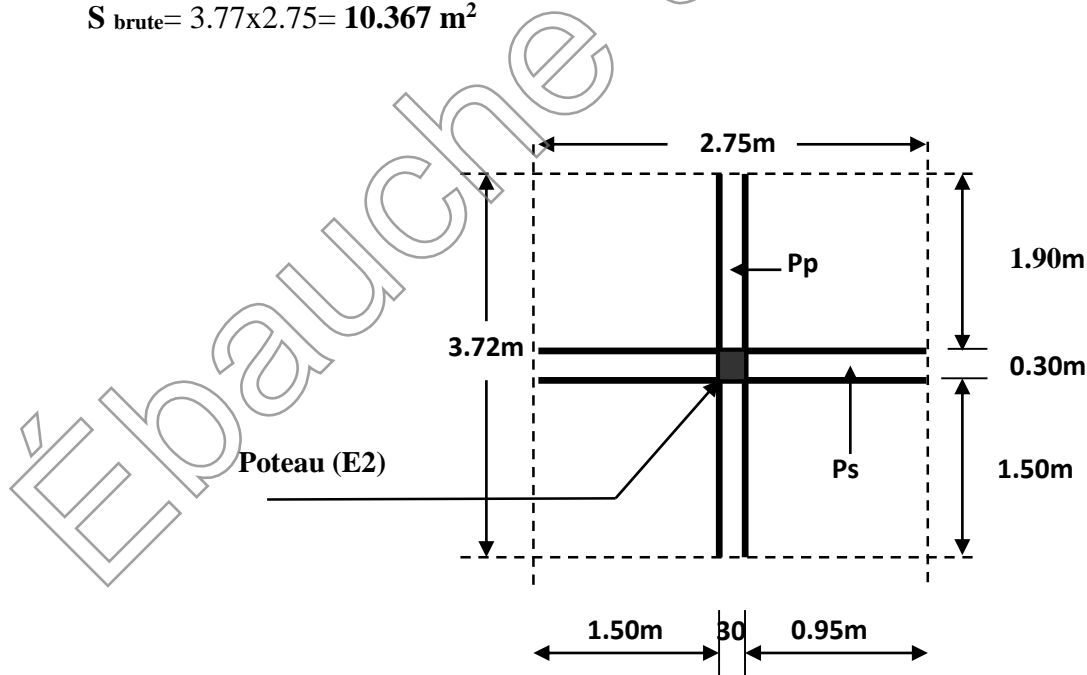


Fig II.10) surface d'influence

a) Poids propre des éléments:1. Poids revenant à chaque plancher

Poids du plancher $P = G \times S$.

- Plancher terrasse : $P = 8.33 \times 5.68 = 47.31 \text{ KN}$.
- Plancher étage : $P = 8.33 \times 5.14 = 42.82 \text{ KN}$.

2. Poids propre revenant à chaque poutre :

- Poutres principales : $P = (0.30 \times 0.40) \times 25 \times (1.50 + 0.95) = 7.35 \text{ KN}$.
- Poutres secondaires : $P = (0.30 \times 0.35) \times 25 \times (1.50 + 1.90) = 8.92 \text{ KN}$.

- **D'où le poids total des poutres est :**

$$P_{\text{total}} = 7.35 + 8.92 = 16.27 \text{ KN}$$

3. Poids propre des poteaux :

Notre bâtiment à deux différentes hauteurs de poteaux :

- Poteau de RDC :
 $G = (0.25 \times 0.25) \times 3.60 \times 25 = 5.625 \text{ KN}$
- Poteau de l'étage courant :
 $G_{(\text{P étage courant})} = (0.25 \times 0.25) \times 3.06 \times 25 = 4.78 \text{ KN}$

II.3. Dégression verticale des surcharges d'exploitation :

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 indépendantes. Pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi s'applique entièrement sur tous les niveaux.

La loi de dégression est : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$ pour $n \geq 5$;

Avec :

- Q_0 : Surcharge d'exploitation à la terrasse
- Q_i : Surcharge d'exploitation de l'étage i .
- n : Numéro de l'étage du haut vers le bas.

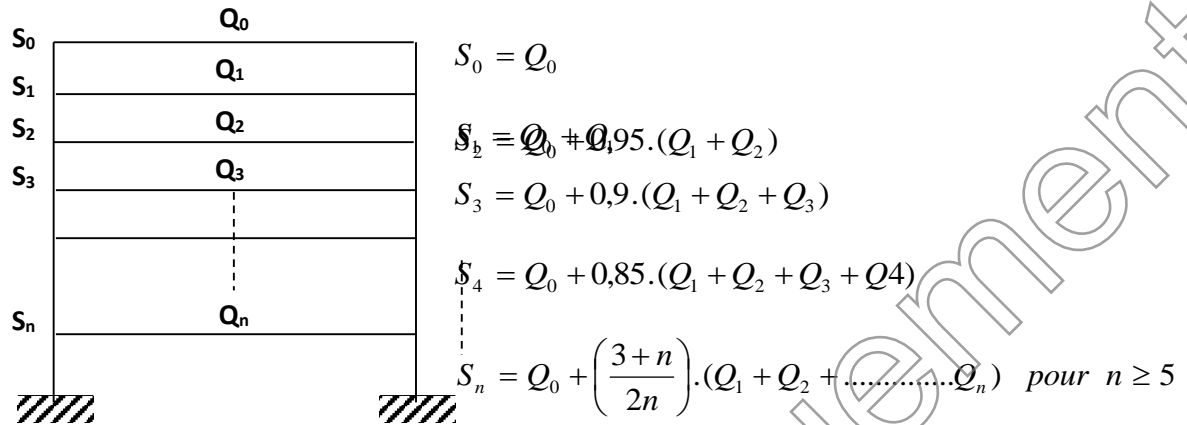


Fig II.11) : Dégression verticale des surcharges d'exploitations

Tableau : les valeurs de la relation $(3+n/2n)$

| Niveaux | 9 | 8 | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 |
|-------------|---|---|------|------|------|------|------|-------|-------|
| Coefficient | 1 | 1 | 0,95 | 0,90 | 0,85 | 0,80 | 0,75 | 0,714 | 0,688 |

Tableau II.7) : les valeurs de la relation $(3+n/2n)$

➤ Les surcharges cumulées :

- Niveau 09 : Q_0
- Niveau 08 : $Q_1 = Q_0 + Q_1$
- Niveau 07 : $Q_2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$
- Niveau 06 : $Q_3 = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Niveau 05 : $Q_4 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- Niveau 04 : $Q_5 = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
- Niveau 03 : $Q_6 = Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
- Niveau 02 : $Q_7 = Q_0 + 0,71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$
- Niveau 01 : $Q_8 = Q_0 + 0,69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$
- Niveau RDC : $Q_9 = Q_0 + 0,67 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$

➤ *Application numérique :*

Niveau 09 : $Q_0 = 8.33 \text{ KN.}$

Niveau 08 : $Q_1 = 8.33 + 12.49 = 20,825 \text{ KN.}$

Niveau 07 : $Q_2 = 8.33 + 0,95 [(12.495 \times 2)] = 32,07 \text{ KN.}$

Niveau 06 : $Q_3 = 8.33 + 0,90 [(12.495 \times 3)] = 42,06 \text{ KN.}$

Niveau 05 : $Q_4 = 8.33 + 0,85 [(12.495 \times 4)] = 50,81 \text{ KN.}$

Niveau 04 : $Q_5 = 8.33 + 0,80 [(12.495 \times 5)] = 58,31 \text{ KN.}$

Niveau 03 : $Q_6 = 8.33 + 0,75 [(12.495 \times 6)] = 64,55 \text{ KN.}$

Niveau 02 : $Q_7 = 8.33 + 0,71 [(12.495 \times 7)] = 70,43 \text{ KN.}$

Niveau 01 : $Q_8 = 8.33 + 0,69 [(12.495 \times 8)] = 77,30 \text{ KN.}$

Niveau RDC : $Q_9 = 8.33 + 0,66 [(12.495 \times 9)] = 82,55 \text{ KN.}$

| Niveaux | Poids des planchers : (KN) | Poids des poutres : (KN) | Poids des poteaux : (KN) | G Total : (KN) | G Cumulé : (KN) | Q Cumulé : (KN) | Effort normal : $N_s = G_c + Q_c$ (KN) | Section Min : N_c / σ_{bc} (CM ²) | Section Min : $N_s / 0.3f_{c28}$ (CM ²) | Section Min : Limité par RPA (CM ²) | Section trouvé: (CM ²) |
|-----------|----------------------------|--------------------------|--------------------------|----------------|-----------------|-----------------|--|--|---|---|------------------------------------|
| Niveau9 | 47.31 | 16.27 | 4.78 | 68.36 | 68.36 | 8.33 | 76.69 | 51.12 | 68.16 | 25x25 | 30x30 |
| Niveau8 | 42.82 | 16.27 | 4.78 | 63.87 | 132.23 | 28.82 | 161.05 | 107.36 | 143.14 | 25x25 | 30x30 |
| Niveaux 7 | 42.82 | 16.27 | 4.78 | 68.36 | 200.59 | 32.07 | 232.66 | 155.10 | 206.8 | 25x25 | 30x30 |
| Niveaux 6 | 42.82 | 16.27 | 4.78 | 68.36 | 268.95 | 42.06 | 311.01 | 207.34 | 276.48 | 25x25 | 35x35 |
| Niveaux 5 | 42.82 | 16.27 | 4.78 | 68.36 | 337.31 | 50.81 | 388.12 | 258.74 | 344.98 | 25x25 | 35x35 |
| Niveaux 4 | 42.82 | 16.27 | 4.78 | 68.36 | 405.67 | 58.31 | 463.98 | 309.32 | 412.42 | 25x25 | 35x35 |
| Niveaux 3 | 42.82 | 16.27 | 4.78 | 68.36 | 474.03 | 64.55 | 538.58 | 359.05 | 478.713 | 25x25 | 35x35 |
| Niveaux 2 | 42.82 | 16.27 | 4.78 | 68.36 | 542.39 | 70.43 | 612.82 | 408.54 | 544.72 | 25x25 | 35x35 |
| Niveaux 1 | 42.82 | 16.27 | 4.78 | 68.36 | 610.75 | 77.30 | 688.05 | 458.70 | 611.60 | 25x25 | 40x40 |
| RDC | 42.82 | 16.27 | 5.625 | 64.71 | 675.46 | 82.55 | 758.01 | 505.34 | 673.78 | 25x25 | 40x40 |

Tableau II.8): Récapitulatif de la descente de charge.

Après le séisme du 21 Mai 2003 qui a touché les Villes du nord Algérien, causant à son passage des dégâts incroyables, il est recommandé lors de la conception une section forte pour les poteaux et moins forte pour les poutres ainsi avoir la rupture au niveau de la poutre avant les poteaux.

L'article 7.6.2 du RPA 99 révisé en 2003 nous dit que la rigidité linéaire des poteaux doit être supérieure à celle des poutres.

II.4. Comparaison des rigidités.

Dans les tableaux suivant nous avons comparé la rigidité des poutres trouvées ultérieurement avec celle des poteaux pour avoir une idée du fait que nous avons des poteaux ont une section très faible par rapport à celle des poutres .

Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :

Rigidité linéaire d'un poteau : $K_p = I_p / h_c$

Rigidité linéaire d'une poutre : $K_i = I / L_c$

Identification des paramètres :

Avec : I : Moment d'inertie de l'élément

h_c , L_c : Hauteur et longueur calculées qui seront déterminées ultérieurement :

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{pot} \quad ; \quad L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{poutre}$$

\bar{h} : Hauteur de poteau entre nus des poutres

\bar{L} : Longueur de la poutre entre nus des appuis (poteaux)

h_0 : Hauteur des poteaux entre axes des poutres

h_p : Hauteur de la poutre

e_p : Largeur des poteaux

L_0 : Longueur de la poutre entre axes des poteaux

K : Rigidité linéaire (poutre, poteaux)

- 1) Tableaux des rigidités des poutres dans les deux sens :
 a) Rigidité des poutres dans le sens (x-x) :

| Etages | Travée | b (cm) | h (cm) | I (cm ⁴) | Lo (cm) | ep (cm) poteau | L' cm | h (cm) | Lc cm | k (cm ³) |
|------------------------------|--------|--------|--------|----------------------|---------|----------------|-------|--------|-------|----------------------|
| Etage 7,8,9 | 1--1 | 30 | 40 | 160000 | 300 | 30 | 270 | 40 | 290 | 551.72 |
| | 2--2 | 30 | 40 | 160000 | 300 | 30 | 270 | 40 | 290 | 551.72 |
| | 3--3 | 30 | 40 | 160000 | 300 | 30 | 270 | 40 | 290 | 551.72 |
| | 4--4 | 30 | 40 | 160000 | 215 | 30 | 185 | 40 | 205 | 780.48 |
| | 5--5 | 30 | 40 | 160000 | 220 | 30 | 190 | 40 | 210 | 761.90 |
| | 6--6 | 30 | 40 | 160000 | 330 | 30 | 300 | 40 | 320 | 500.00 |
| | 7--7 | 30 | 40 | 160000 | 215 | 30 | 185 | 40 | 205 | 780.48 |
| | 8--8 | 30 | 40 | 160000 | 300 | 30 | 270 | 40 | 290 | 551.72 |
| | 9--9 | 30 | 40 | 160000 | 300 | 30 | 270 | 40 | 290 | 551.72 |
| | 10--10 | 30 | 40 | 160000 | 300 | 30 | 270 | 40 | 290 | 551.72 |
| Etage 2, 3, 4, 5 et 6 | 1--1 | 30 | 40 | 160000 | 300 | 35 | 265 | 40 | 285 | 561.40 |
| | 2--2 | 30 | 40 | 160000 | 300 | 35 | 265 | 40 | 285 | 561.40 |
| | 3--3 | 30 | 40 | 160000 | 300 | 35 | 265 | 40 | 285 | 561.40 |
| | 4--4 | 30 | 40 | 160000 | 215 | 35 | 180 | 40 | 200 | 800.00 |
| | 5--5 | 30 | 40 | 160000 | 220 | 35 | 185 | 40 | 205 | 780.48 |
| | 6--6 | 30 | 40 | 160000 | 330 | 35 | 295 | 40 | 315 | 507.93 |
| | 7--7 | 30 | 40 | 160000 | 215 | 35 | 180 | 40 | 200 | 800.00 |
| | 8--8 | 30 | 40 | 160000 | 300 | 35 | 265 | 40 | 285 | 561.40 |
| | 9--9 | 30 | 40 | 160000 | 300 | 35 | 265 | 40 | 285 | 561.40 |
| | 10--10 | 30 | 40 | 160000 | 300 | 35 | 265 | 40 | 285 | 561.40 |
| RDC et 1 ^{er} étage | 1--1 | 30 | 40 | 160000 | 300 | 40 | 260 | 40 | 280 | 571.42 |
| | 2--2 | 30 | 40 | 160000 | 300 | 40 | 260 | 40 | 280 | 571.42 |
| | 3--3 | 30 | 40 | 160000 | 300 | 40 | 260 | 40 | 280 | 571.42 |
| | 4--4 | 30 | 40 | 160000 | 215 | 40 | 175 | 40 | 195 | 820.51 |
| | 5--5 | 30 | 40 | 160000 | 220 | 40 | 180 | 40 | 200 | 800.00 |
| | 6--6 | 30 | 40 | 160000 | 330 | 40 | 290 | 40 | 210 | 761.90 |
| | 7--7 | 30 | 40 | 160000 | 215 | 40 | 175 | 40 | 195 | 820.51 |
| | 8--8 | 30 | 40 | 160000 | 300 | 40 | 260 | 40 | 280 | 561.42 |
| | 9--9 | 30 | 40 | 160000 | 300 | 40 | 260 | 40 | 280 | 561.42 |
| | 10--10 | 30 | 40 | 160000 | 300 | 40 | 260 | 40 | 280 | 561.42 |

Tableau II.9) rigidité linéaire des poutres dans le sens(x-x)

b) Rigidité des poutres dans le sens (y-y) :

| étages | Travée | b (cm) | h (cm) | I (cm ⁴) | L ₀ (cm) | ep (cm) poteau | L' cm | h (cm) | Lc cm | k (cm ³) |
|------------------------------|--------|--------|--------|----------------------|---------------------|----------------|-------|--------|-------|----------------------|
| Etagé 7,8, et 9 | A--A | 30 | 35 | 107187.50 | 405 | 30 | 375 | 35 | 392.5 | 273.08 |
| | B--B | 30 | 35 | 10187.50 | 250 | 30 | 220 | 35 | 237.5 | 451.31 |
| | C--C | 30 | 35 | 10187.50 | 325 | 30 | 295 | 35 | 312.5 | 343.00 |
| | D--D | 30 | 35 | 10187.50 | 325 | 30 | 295 | 35 | 312.5 | 343.00 |
| | E--E | 30 | 35 | 10187.50 | 250 | 30 | 220 | 35 | 237.5 | 451.31 |
| | F--F | 30 | 35 | 10187.50 | 405 | 30 | 375 | 35 | 392.5 | 273.08 |
| Etagé 2,3,4,5 Et 6 | A--A | 30 | 35 | 10187.50 | 405 | 35 | 370 | 35 | 385.5 | 278.04 |
| | B--B | 30 | 35 | 10187.50 | 250 | 35 | 215 | 35 | 232.5 | 461.02 |
| | C--C | 30 | 35 | 10187.50 | 325 | 35 | 290 | 35 | 307.5 | 348.57 |
| | D--D | 30 | 35 | 10187.50 | 325 | 35 | 290 | 35 | 307.5 | 348.57 |
| | E--E | 30 | 35 | 10187.50 | 250 | 35 | 215 | 35 | 232.5 | 461.02 |
| | F--F | 30 | 35 | 10187.50 | 405 | 35 | 370 | 35 | 387.5 | 276.61 |
| RDC et 1 ^{er} étage | A--A | 30 | 35 | 10187.50 | 405 | 40 | 375 | 35 | 392.5 | 273.08 |
| | B--B | 30 | 35 | 10187.50 | 250 | 40 | 210 | 35 | 227.5 | 47.15 |
| | C--C | 30 | 35 | 10187.50 | 325 | 40 | 285 | 35 | 302.5 | 354.33 |
| | D--D | 30 | 35 | 10187.50 | 325 | 40 | 285 | 35 | 302.5 | 354.33 |
| | E--E | 30 | 35 | 10187.50 | 250 | 40 | 210 | 35 | 227.5 | 471.15 |
| | F--F | 30 | 35 | 10187.50 | 405 | 40 | 365 | 35 | 382.5 | 280.22 |

Tableau II.10) rigidité linéaire des poutres dans le sens (y-y)

c) Rigidité des poteaux dans le sens (y-y) :

| étage | b (cm) | h (cm) | I (cm ⁴) | he (cm) | | | | |
|---------|--------|--------|----------------------|---------|----|-----|--------|--------|
| étage 9 | 30 | 30 | 67500 | 306 | 35 | 271 | 286.00 | 236.01 |
| étage 8 | 30 | 30 | 67500 | 306 | 35 | 271 | 286.00 | 236.01 |
| étage 7 | 30 | 30 | 67500 | 306 | 35 | 271 | 286.00 | 236.01 |
| étage 6 | 35 | 35 | 125052.08 | 306 | 35 | 271 | 288.50 | 433.45 |
| étage 5 | 35 | 35 | 125052.08 | 306 | 35 | 271 | 288.50 | 433.45 |
| étage 4 | 35 | 35 | 125052.08 | 306 | 35 | 271 | 288.50 | 433.45 |
| étage 3 | 35 | 35 | 125052.08 | 306 | 35 | 271 | 288.50 | 433.45 |
| étage 2 | 35 | 35 | 125052.08 | 306 | 35 | 271 | 288.5 | 433.45 |
| étage 1 | 40 | 40 | 213333.33 | 306 | 35 | 271 | 291.00 | 733.1 |
| RDC | 40 | 40 | 213333.33 | 360 | 35 | 325 | 345.00 | 618.35 |

Tableau II.11) rigidité linéaire des poteaux dans le sens (x-x)

d) Rigidité des poteaux dans le sens (x-x) :

| étage | b (cm) | h (cm) | I (cm ⁴) | he (cm) | hp (cm) | h' (cm) | hc (cm) | k (cm ³) |
|---------|-----------|-----------|-------------------------|------------|------------|------------|------------|-------------------------|
| étage 9 | 30 | 30 | 67500 | 306 | 40 | 266 | 281.00 | 240.21 |
| étage 8 | 30 | 30 | 67500 | 306 | 40 | 266 | 281.00 | 240.21 |
| étage 7 | 30 | 30 | 67500 | 306 | 40 | 266 | 281.00 | 240.21 |
| étage 6 | 35 | 35 | 125052.08 | 306 | 40 | 266 | 323.50 | 386.55 |
| étage 5 | 35 | 35 | 125052.08 | 306 | 40 | 266 | 323.50 | 386.55 |
| étage 4 | 35 | 35 | 125052.08 | 306 | 40 | 266 | 323.50 | 386.55 |
| étage 3 | 35 | 35 | 125052.08 | 306 | 40 | 266 | 323.50 | 386.55 |
| étage 2 | 35 | 35 | 125052.08 | 306 | 40 | 266 | 323.50 | 386.55 |
| étage 1 | 40 | 40 | 213333.33 | 306 | 40 | 266 | 286.00 | 745.92 |
| RDC | 40 | 40 | 213333.33 | 360 | 40 | 320 | 340.00 | 627.45 |

Tableau II.12) rigidité linéaire des poteaux dans le sens (y-y)

D'après les tableaux ci-dessus, nous concluons que la rigidité des poteaux par rapport aux poutres n'est pas vérifiée, donc nous devons augmenter les sections des poteaux.

Les sections qui satisfassent la vérification des rigidités linéaires sont :

| niveaux | L ₀ (m) | Section (cm ²) |
|---------------|--------------------|----------------------------|
| RDC,1 étage | 3,60 | (40x40) |
| 2, 3,4, 5,6,7 | 3,06 | (35x35) |
| 8,9. | 2,89 | (30x30) |

❖ Vérification de la résistance des poteaux au flambement : (BAEL99 B.8.4.1)

Lorsque une pièce élancée (poteau) est soumise à un effort de compression ; il se produit un phénomène d'instabilité transversale (comportement analogue à celui d'une poutre fléchie); c'est le flambement. Cette instabilité dépend de :

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

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier les conditions suivantes :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50 \text{ (BAEL99 B.8.4.1)}$$

Avec :

λ : Elancement du poteau.

L_f : Longueur de flambement du poteau ($L_f = 0.7 L_0$).

$L_0 = h_e$: Longueur libre du poteau

i : rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; \quad I = \frac{ab^3}{12} \quad \text{Avec : } I : \text{Moment d'inertie.}$$

$B = ab =$ Section transversale du poteau.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7L_0}{\sqrt{\frac{ab^3}{12ab}}} = \frac{0,7L_0 \sqrt{12}}{b} = 2,42 L_0 / b$$

❖ **Calculs :**

➤ **Pour RDC et :**

$L_0 = 3.60\text{m}$; Section des poteaux (40x40) cm^2

$$\lambda = 2.42 \times \frac{3,60}{0,40} = \mathbf{21,78} \leq 50$$

➤ **Pour les niveaux 2 , 3 , 4 , 5,6 et 7:**

$L_0 = 3.06 \text{ m}$; Section des poteaux (40x40) cm^2

$$\lambda = 2.42 \times \frac{3,06}{0,40} = \mathbf{15,51} \leq 50$$

➤ **Pour niveaux 8 et 9 :**

$L_0 = 3,06 \text{ m}$; Section des poteaux (40x40) cm^2

$$\lambda = 2,42 \times \frac{3,06}{0,40} = \mathbf{18,51} \leq 50$$

| niveaux | $L_0(\text{m})$ | Section (cm^2) | Valeur de λ | vérification |
|----------------|-----------------|---------------------------|----------------------|--------------|
| RDC, 1 étage | 3,60 | (40x40) | 21,78 < 50 | OK |
| 2, 3,4, 5, 6,7 | 3,06 | (35x35) | 21,15 < 50 | OK |
| 8,9. | 3,06 | (30x30) | 24,68 < 50 | OK |

Tableau II.13) vérification ou flambement.

❖ **Vérification relative aux coffrages : (RPA 99 version 2003/ Art 7.4.1)**

Les poteaux doivent être coulés sur toutes leurs hauteurs (h_e) en une seule fois, et les décollages sont interdits.

Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone **II_a** doivent satisfaire les conditions suivantes :

| Conditions exigées | Poteaux | Valeurs calculées | vérifications |
|--|----------|-----------------------------------|---------------|
| $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25$ | (40 x40) | $\text{Min}(b_1, h_1) = 30$ | OK |
| $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$ | (35x35) | $\frac{h_e}{20} = 306/20 = 15,30$ | OK |
| $1/4 < b/h < 4$ | (30x30) | $1/4 < b/h = 1 < 4$ | OK |

Tableau II.14) : Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99

Les sections des poteaux sont toutes carrées, les valeurs sont retenues car elles sont conformes aux exigences du **RPA99 version 2003**.

Conclusion:

A ce niveau les éléments structuraux de notre ouvrage sont pré-dimensionnés, en sachant que les sections adoptées pour chaque élément ne sont pas définitives car peuvent être modifier après l'étude dynamique.

Les différentes règles, lois, et documents techniques utilisés nous ont permis de pré-dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

| Eléments | pré-dimensionnement | |
|----------|--------------------------------|-------------------------|
| Plancher | Corps creux (16+4) | |
| | Dalle pleine $e_p=15\text{cm}$ | |
| Poutres | PP : (30x40) cm^2 | |
| | PS : (30x35) cm^2 | |
| | P. Palière :(30x35) cm | |
| Voile | e = 20cm | |
| Poteaux | RDC, 1etage | (40 × 40) cm^2 |
| | Niveau 2, 3, 4, 5,6 et 7 | (35 × 35) cm^2 |
| | Niveau 8, 9 | (30 × 30) cm^2 |

Tableau II-15): Les dimensions adopter des de sections trouvées

Conclusion :

Apes avoir défini la grandeur des éléments qui constitue notre structure nous passant aux calcule des éléments non structuraux.

III.1) INTRODUCTION :

Ce chapitre se portera sur l'étude complète et spécifique pour des éléments non Structuraux secondaire (ne font pas partie du système de contreventement) ; ces éléments ont une influence plus au moins directe sur la structure globale ; l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications conformément aux règles (BAEL 91 modifié 99) et le RPA.

III.2) Calcul des éléments :**III.2.1) Acrotère :**

L'acrotère est un élément du bâtiment conçu pour assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible. La forme de pente de l'acrotère sert de protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et à un effort latéral Q dû à la main courante qui engendre un moment de renversement M dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de largeur unitaire (**1m**) (à l'ELU et ELS).

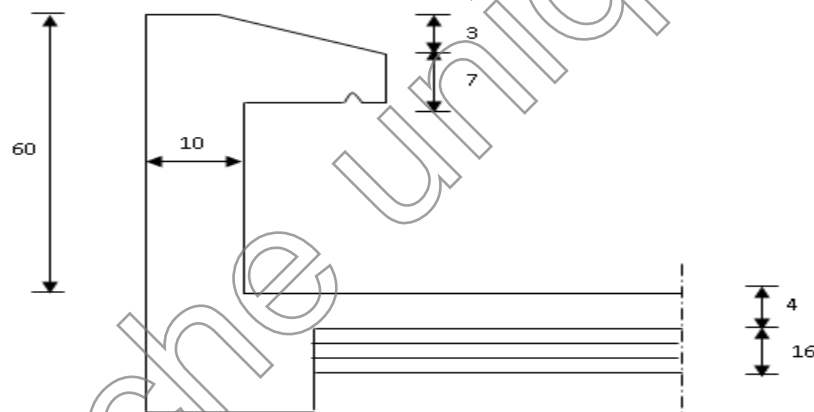


Fig III.2.1.1 coupe schématique de l'acrotère.

III.2.1.1) Détermination des sollicitations :

- Poids propre de l'acrotère : $G = \rho \times S \times 1ml$

$$G = [(0,6 \times 0,1) + [(0,1 \times 0,1) - (0,03 \times 0,1) / 2]] \times 25 \times 1ml$$

$$G = 1,713 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge d'exploitation horizontale : $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$
- Effort normal dû au poids propre : $N = G \times 1 = 1,713 \times 1 = 1,713 \text{ KN}$
- Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1 \text{ KN}$
- Moment de renversement M dû à Q : $M = Q \times H \times 1 = 1 \times 0,6 \times 1 = 0,6 \text{ KN.m}$

A. Diagramme des efforts internes :

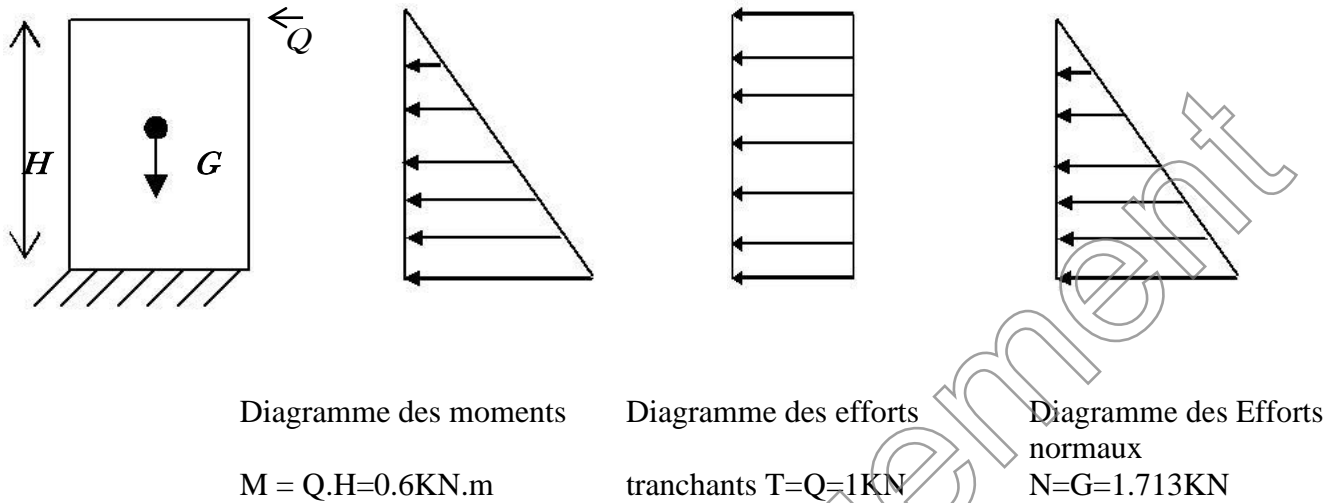


Fig III.2.1.2 diagramme des efforts interne dans l'acrotère

A. Combinaison de charges:

❖ **ELU : 1.35G + 1.5Q**

$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,713 = 2.31 \text{ KN}$

$M_u = 1,5 \times MQ = 1,5 \times 0.6 = 0,90 \text{ KN.m}$

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

❖ **ELS : G + Q**

$N_s = G = 1,713 \text{ KN}$

$M_s = MQ = 0,60 \text{ KN.m}$

$T_s = TQ = 1 \text{ KN}$

III.2.1.2) Ferrailage de l'acrotère:

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée

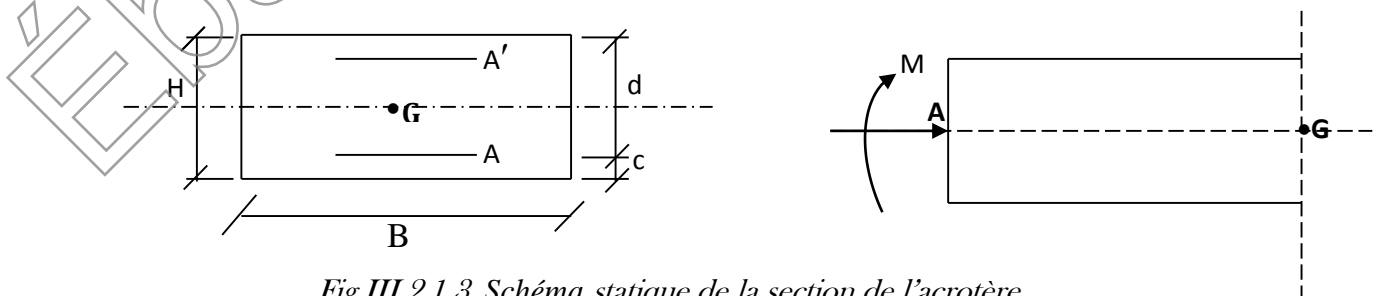


Fig III.2.1.3 Schéma statique de la section de l'acrotère.

Avec :

- h : Epaisseur de la section = 10cm
- b : Largeur de la section = 100cm
- c et c' : Enrobage = 2cm
- d : Hauteur utile (h - c) = 8cm
- M_f : Moment fictif calculé par rapport au **CDG** des armatures tendues (A).

1) Calcul des armatures à L'ELU:

- Position du centre de pression à l'ELU :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9 \times 10^2}{2,31} = 39 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm}$$

$\frac{h}{2} - c < e_u \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée **SPC**.

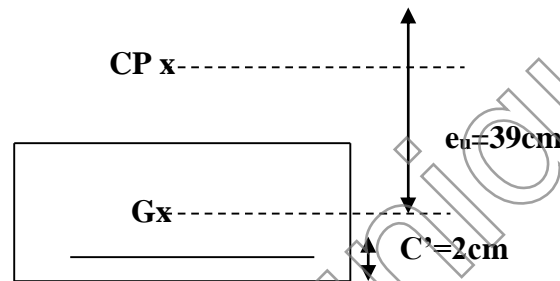


Fig III.2.1.4 Schéma statique des distances

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M_f, puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée

a) Calcul en flexion simple:

- **Moment fictif:**

$$M_f = N_u \times g \quad \text{avec : } g = e_u + \frac{h}{2} - c$$

$$M_f = N_u \times (e_u + \frac{h}{2} - c) = 2,31 \times (0,39 + 0,03) = 0,97 \text{ KN.m}$$

- **Moment réduit :**

$$\mu_f = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \left(\frac{0,97 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14,2} \right) = 0,010$$

Avec : $f_{bu} = \frac{0,85 f_{C28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$

$\mu_u < \mu_l = 0,392$ La section est simplement armée (**SSA**)

$$\mu_f = 0,009 \Rightarrow \beta = 0,9955.$$

➤ **Armatures fictives:**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0,97 \times 10^3}{0,9955 \times 8 \times 348} = 0,35 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature réelles :**

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,35 - \frac{2,31 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,28 \text{ cm}^2$$

2) **Vérification à l'ELU :**a) **Condition de non fragilité : (BAEL 99 Art A.4.2.1)**

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0,445 d}{e_s - 0,185 d} \right] \quad \text{avec} \quad e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,713} = 35 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0,23 \frac{100 \times 8 \times 2,1}{400} \left[\frac{35 - 0,445 \times 8}{35 - 0,185 \times 8} \right] = 0,90 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0,28 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0,90 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ la condition n'est pas vérifiée

Donc on adoptera la section minimale : $A_s = A_{\min} = 0,90 \text{ cm}^2$.

D'où : $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$; avec un espacement : $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Armature de répartition :**

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

D'où : $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

b) **Vérification au cisaillement : [BAEL99 Art 5.1.1,211]**

$$\tau_u = \min \left(0,15 \frac{f_c}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{Avec : } V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{100 \times 80} = 0,18 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \quad \tau_u = 0,002 < \bar{\tau}_u = 2,5 \Rightarrow \text{la Condition est vérifiée.}$$

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

c) Vérification de l'adhérence des barres: [BAEL99/art A.6.1.1, 3]

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i}$$

Avec :

 $\sum u_i$ Somme des périmètres Utiles des barres

$$\sum u_i = n \times \Phi \times \pi = 4 \times 0,8 \times 3,14 = 10,05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0,9 \times 80 \times 100,5} = 0,207 \text{ MPa} \quad \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

d) Ancrages des barres verticales :

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit « L_s »

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \quad ; \quad \tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad L_s = 30 \text{ cm.}$$

III.2.1.3) Vérification à l'ELS:

1) contrainte de compression dans l'acier et le béton :

L'acrotère est exposée aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme très préjudiciable d'où on doit vérifier que :

- La contrainte dans les aciers : $\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A} \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min (2/3 f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{ty}}) = (0,5 \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{100 A_S}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0,920 \quad \Rightarrow \quad k_1 = 47,69 \quad \Rightarrow \quad K = \frac{1}{k_1} = 0,020$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^6}{0,92 \times 80 \times 201} = 40,56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 40,56 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (Art A-4.5.2/ BAEL 91)

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{40,56}{47,69} = 0,85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.85MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

2) Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA99. Art 6.2.3) :

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

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{Avec :}$$

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone II_a, groupe d'usage 2)

$$\Rightarrow A=0,20 \quad (\text{RPA99, art 4.2.3 tableau 4-1})$$

C_p : Facteur de force horizontale (C_p = 0,8)

W_p : Poids de l'acrotère = 1,369 KN/ml

D'où :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,713 = 0,822 \text{KN/ml} < Q=1 \text{KN/ml} \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

Conclusion :

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculée avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

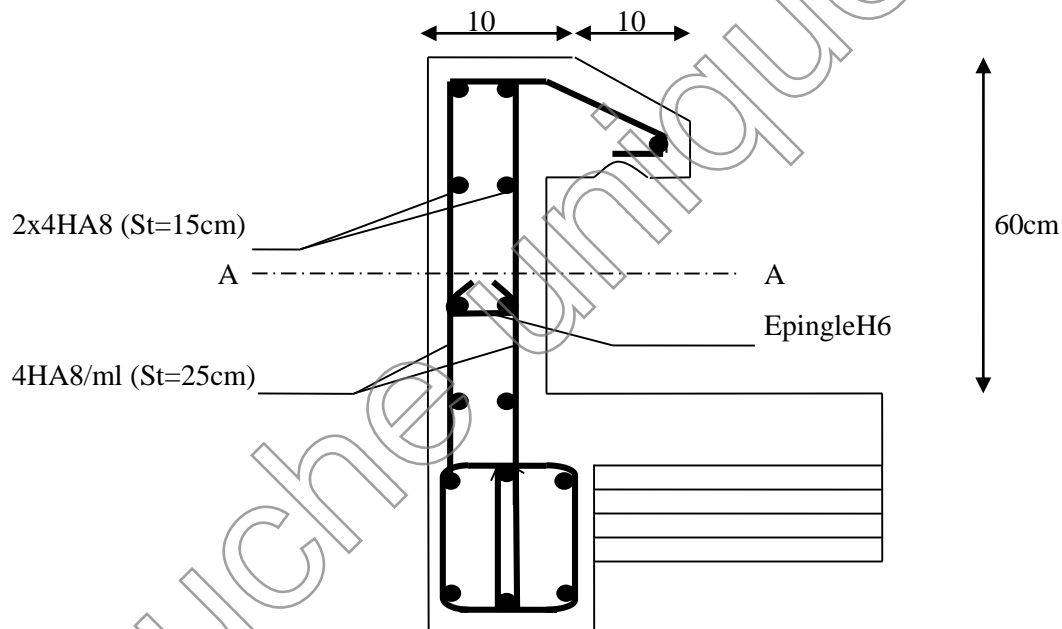


Fig III.2.1.5 ferrailage de l'acrotère

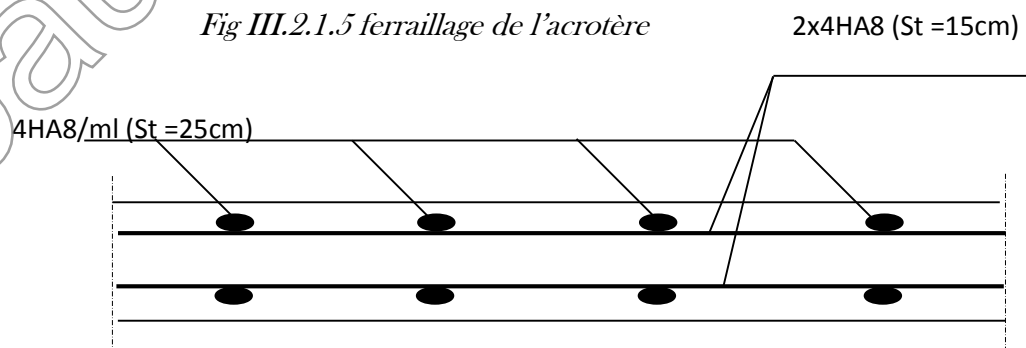


Fig III.2.1.6 Coupe A-A

III-4) Cage d'ascenseur :

a) Caractéristique des ascenseurs :

La surface de passage d'ascenseur

$$S = 2.2 \times 3.3 = 7.26 \text{ m}^2$$

➤ **Charges nominales et le poids total :**

Les Constructeurs précisent pour chacun de leur appareil une charge nominale pour un nombre de personnes, pour laquelle ils garantissent un fonctionnement normal.

- Charge 630 Kg → 8 personnes.

- Vitesse d'entraînement, $V = 1 \text{ m / s}$

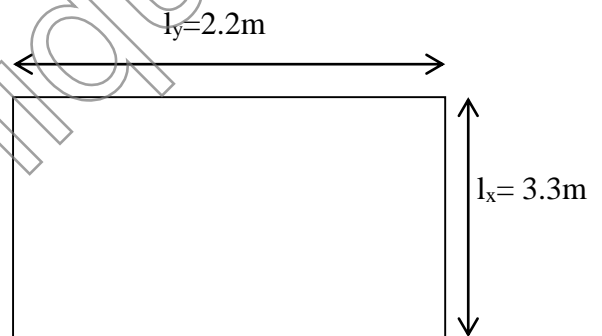
-Le poids total $G = 9 \text{ tonnes}$

b) Calcul de la dalle pleine de la salle machine :

b1) Sous charge localisée :

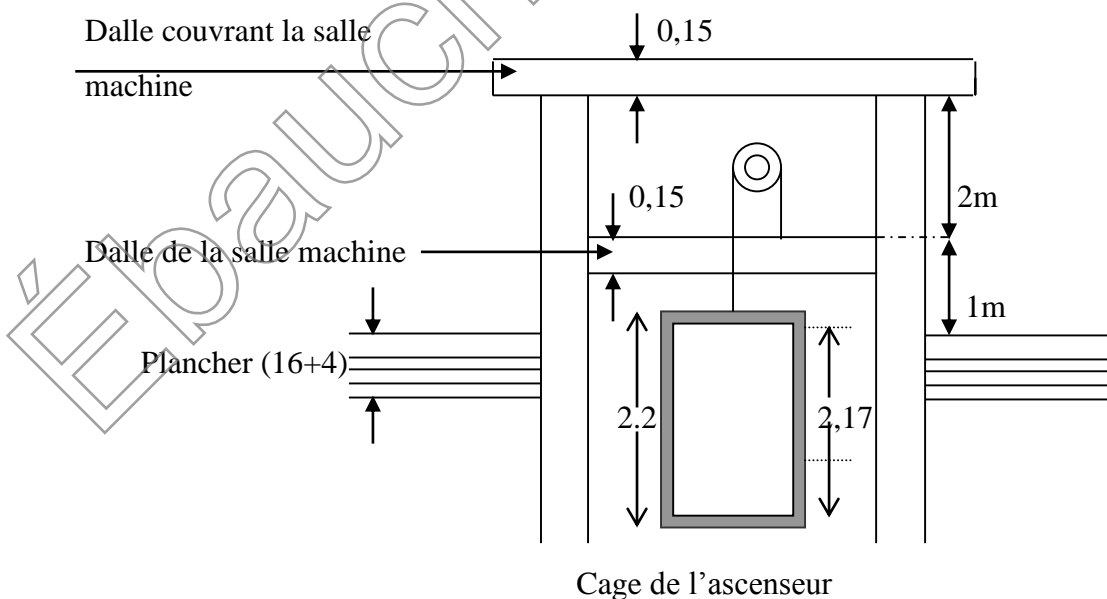
La dalle repose sur 4 appuis. Elle est soumise

à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.



Panneau de dalle de la salle machine

Dalle couvrant la salle machine



b-1-1) Pré dimensionnement :

On a $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.2}{3.3} = 0.66 \rho > 0,4$

$0,4 \leq \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \Rightarrow$ Dans ce cas le panneau travail suivant deux sens.

$\left\{ \begin{array}{l} h_0 \geq \frac{l_x}{30} = \frac{3.3}{30} = 0.11cm \\ h_0 \text{ Doit être au moins égale à } 12 \text{ cm selon le RPA99 version 2003.} \end{array} \right.$

Donc on prend $h_0 = 15cm$

$\left\{ \begin{array}{l} U = U_0 + 2e + h_0 \\ V = V_0 + 2e + h_0 \end{array} \right.$

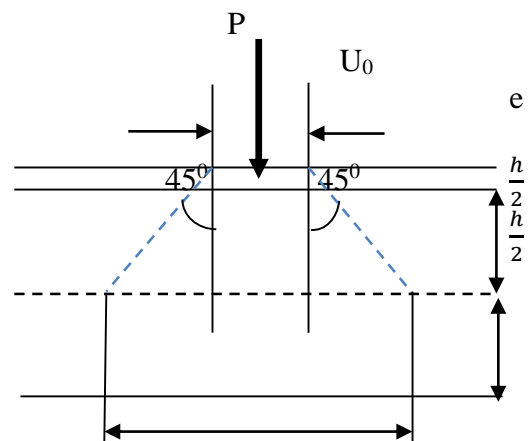
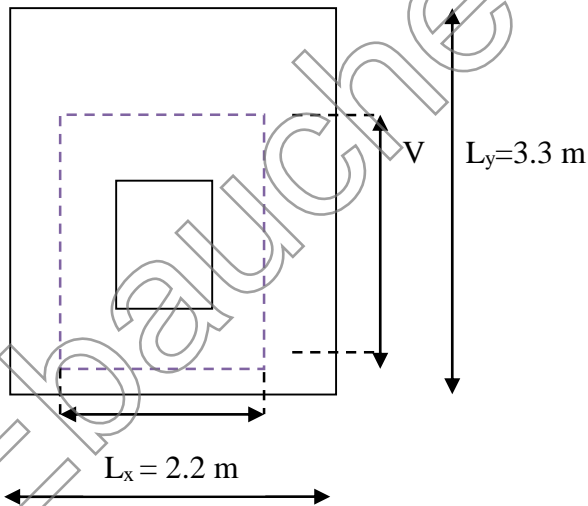
Avec:

Hauteur de la dalle : $h_0 = 15cm$

Epaisseur du revêtement : $e = 5cm$

$U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$ ($U_0 \times V_0$: zone dans laquelle q est concentrée)

$\left\{ \begin{array}{l} U = U_0 + 2e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105cm \\ V = V_0 + 2e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.} \end{array} \right.$



Schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau de feuillet moyen.

1-2) Calcul des moments à l'ELU :

➤ **Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} dus au système de levage :**

$$\begin{cases} M_x = P(M_1 + \nu.M_2) \\ M_y = P(M_2 + \nu.M_1) \end{cases}$$

Avec ν : coefficient de poisson à $\begin{cases} E.L.U & \nu = 0 \\ E.L.S & \nu = 0,2 \end{cases}$

M_1 et M_2 : coefficient à déterminés à partir des abaques de PIGE AUD Suivant le rapport

$$\frac{U}{l_x} \text{ et } \frac{V}{l_y}.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.2}{3.3} = 0.66$$

$$\begin{cases} \frac{U}{l_x} = \frac{105}{220} = 0,47 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{105}{330} = 0,3 \end{cases}$$

ρ : Étant égale à 0,66

$$\begin{cases} \frac{U}{l_x} = 0,47 \quad M_1 = 0,1374 \\ \frac{V}{l_y} = 0,3 \quad M_2 = 0,08442 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,1374 \\ M_2 = 0,08442 \end{cases}$$

Combinaison des charges :

$$\mathbf{p} = 1,35 \text{ G} + 1,5 \text{ Q}$$

$$\mathbf{p} = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = p.M_1 = 121,5 \times 0,1374 = 16.69 \text{ KNm} \\ M_{y1} = p.M_2 = 121,5 \times 0,08442 = 10.25 \text{ KNm} \end{cases}$$

➤ **Évaluation des moments M_{x2} ; M_{y2} dus au poids propre de la dalle et de la surcharge :**

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,66 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0733 \\ \mu_y = 0,382 \end{cases}$$

$$q = 1,35 G + 1,5 Q \quad \text{Tel que : } G = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2 \text{ et } Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q = 1,35 \times (3,75) + 1,5 \times 1 = 6,563 \text{ KN/ml.}$$

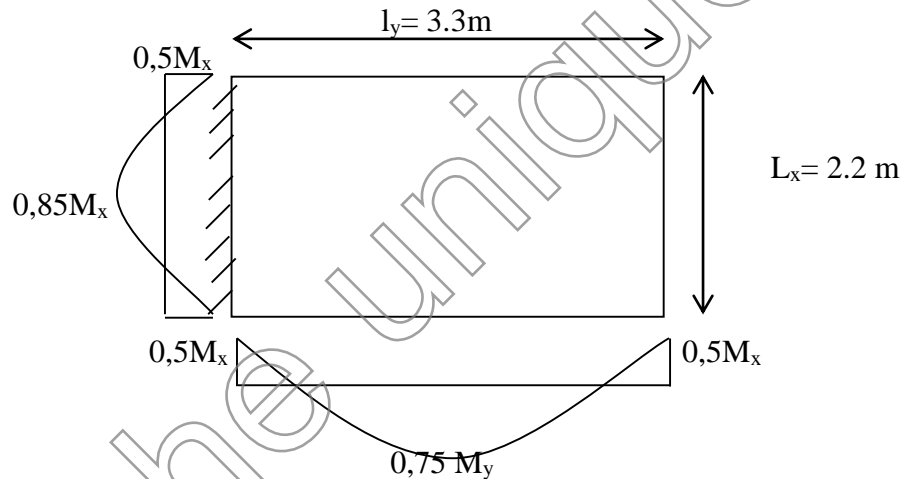
$$\begin{cases} M_{x2} = 0,0733 \times 6,563 \times (2,2)^2 = 2,32 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 2,32 \times 0,382 = 0,886 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{M_{x2}}{M_{y2}} = \frac{2,32}{0,886} = 2,61 > 0,25 \text{ (v\u00e9rifi\u00e9e).}$$

➤ **Les moments globaux :**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 16,69 + 2,32 = 19,01 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10,25 + 0,886 = 9,087 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

➤ **Correction des moments :**



Correction des moments

➤ **Les moments en trav\u00e9e :**

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 M_x = 0,85 \times 19,01 = 16,158 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,75 M_y = 0,75 \times 9,087 = 6,815 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Les moments aux appuis:**

$$M_x^a = M_y^a = 0,5 M_x = 0,5 \times 19,01 = 9,505 \text{ KN.m}$$

e) D\u00e9termination de la section d'armature :

➤ **Armatures // \u00e0 X-X :**

- **En trav\u00e9e :**

Dans nos calculs, on considère une bande de 1 m de la dalle, tel que ses caractéristiques sont : $b=100$ cm ;

$$d = h_0 - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm.}$$

$$\mu_b = \frac{M'_x}{b d^2 f_{bc}} = \frac{16.158 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,0673 < \mu_l = 0,39 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,0673 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,965$$

$$A_t = \frac{M'_x}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{16.158 \times 10^3}{0,965 \times 13 \times 348} = 3,70 \text{ cm}^2.$$

Soit 5HA10 $\Rightarrow A_t = 3,93 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{9.505 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,04 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,04 \quad \beta = 0,979$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9.505 \times 10^3}{0,979 \times 13 \times 348} = 2,14 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA10 $\Rightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Armatures // à Y-Y :**

- **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M'_y}{b d^2 f_{bc}} = \frac{6.815 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,028 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,028 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,986$$

$$A_t = \frac{M'_y}{\beta \cdot d \cdot f_{ce} \cdot \gamma_s} = \frac{6.815 \times 10^3}{0,986 \times 13 \times 348} = 1,52 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 $\Rightarrow A_t = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25$

- **Aux appuis**

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9.505 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,040 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,040 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,980$$

$$A_a = \frac{9.505 \times 10^3}{0,980 \times 13 \times 348} = 2,14 \text{ cm}^2$$

Soit $4 \text{ HA}10 \Rightarrow A_s = 3,14 \text{ cm}^2$ avec $S_x = 25 \text{ cm}$

f) Vérification à L'E.L.U

1) condition de non fragilité : [Art B.7.4 BAEL.91 modifié 99]

➤ Armatures inférieures (suivant X-X) :

$$\rho_x \geq \rho = \rho_0 \frac{(3 - \frac{\ell_x}{\ell_y})}{2}$$

Avec $\rho_0 = 0,0008$ pour $[F_e 400]$

ρ_x : taux minimal d'acier en travée dans le sens x - x.

$$\rho = \frac{A_{\min}}{S}$$

A_{\min} : section minimale d'armatures

S : section totale du béton.

$$\rho = 0,0008 \times (3 - 0,66) / 2 = 0,00093$$

$$A_{\min} = 0,00093 \times (15 \times 100) = 1,39 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,29 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$A_a = 3,14 > A_{\min} = 1,29 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ Armatures supérieures (suivant Y - Y) :

$$\rho_y \geq \rho_0 = 0,0008$$

ρ_y : Taux minimal d'acier dans le sens y-y.

$$A_{\min} = 0,0008 \times (15 \times 100) = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

Conclusion : la condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

2) Diamètre maximale des barres :

On doit vérifier que $\phi \leq \phi_{\max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$.

ϕ : Diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi = 10\text{mm} < \phi_{\max} = 15\text{mm}. \rightarrow \text{vérifier.}$$

3) Poinçonnement : [Art A-5-2-42/BAEL91 modifié 99]

Ou admet qu'aucune armature transversale n'est nécessaire si la condition suivante est satisfaite.

$$Q_u \leq Q = 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : Q_u : charge de calcul à l'ELU.

μ_c : Périmètre du contour de la surface sur laquelle agit la charge au niveau de feuillet moyen.

h : épaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2(U + V) = 2 \times (1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m.}$$

$$Q = 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ KN}$$

$$Q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$Q_u = 121,5 \text{ KN} < Q = 472,5 \text{ KN} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

Donc les armatures transversales sont inutiles

1) Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

➤ **Au milieu de U :**

$$T_u = \frac{P}{2l_y + l_x} \quad \text{avec } p = 1,35 \cdot G = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$T_u = \frac{121,5}{2 \times 3,3 + 2,2} = 13,80 \text{ KN.}$$

➤ **Au milieu de V :**

On a :

$$T_u = \frac{p}{3 \cdot l_y} = \frac{121,5}{3 \times 3,3} = 12,27 \text{ KN.}$$

$$\text{NB : } T_{u \max} = 12,27 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} = \frac{12,27 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,094 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,094 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée.}$$

g) Vérification à L'E LS : $\nu = 0,2$

$$M_1=0,1374KNM_2=0,08442 KN$$

$$Q_s=P=90KN$$

1) Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} dus au système de levage :

$$M_{x1}=P(M_1+0,2M_2)=90(0,1374+0,2 \times 0,08442)=13.885 KN.m$$

$$M_{y1}=P(M_2+0,2M_1)=90(0,08442+0,2 \times 0,1374)=10.071 KN.m$$

2) Évaluation des moments M_{x2} ; M_{y2} dus au poids propre de la dalle et de la surcharge :

$$q_s = G + Q = 25 \times 0,15 + 1 = 4,75 KN / ml$$

$$\rho = 0,9 \rightarrow \mu_x = 0,0475 \rightarrow M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot \ell_x^2 = 0,0475 \times 4,75 \times (2,2)^2$$

$$M_{x2} = 1.092KN.m$$

$$\mu_y = 0,939 \rightarrow M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 0,939 \times 1.092$$

$$M_{y2} = 1.025KN.m$$

3) Les moments globaux :

$$\begin{cases} M_{xser} = M_{x1} + M_{x2} = 13.885 + 1.092 = 15.162 KN.m \\ M_{yser} = M_{y1} + M_{y2} = 10.07 + 1.025 = 10.321KN.m. \end{cases}$$

4) Correction des moments :

➤ Les moments en travée :

$$\begin{cases} M_{xser}^t = 0,85 M_{xser} = 0,85 \times 15.162 = 12.887 KN.m \text{ (sens x-x)} \\ M_{yser}^t = 0,85 M_{yser} = 0,75 \times 10.132 = 7.599 KN.m \text{ (sens y-y)} \end{cases}$$

➤ Les moments aux appuis:

$$M_{xser}^a = M_{yser}^a \cong 0,5 M_{xser} = 0,5 \times 15.162 = 7.581KN.m \text{ (sens x-x et y-y)}$$

Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

Etat limite de compression du béton :

Pour se dispenser du calcul de la contrainte de compression ($\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_b$) on doit vérifier que :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \alpha = \frac{y_u}{d} \text{ Position de l'axe neutre.}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

➤ **Sens x – x :**

1) Aux appuis :

$$\gamma = \frac{9.505}{7.581} = 1,253.$$

$$\mu_b = 0,04 \rightarrow \alpha = 0,0510.$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,253 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,376.$$

$\alpha = 0,0510 < 0,351 \rightarrow$ condition vérifiée.

2) En travée

$$\gamma = \frac{16.158}{12.887} = 1,253$$

$$\mu_b = 0,0673 \rightarrow \alpha = 0,0881$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,3765$$

$\alpha = 0,0536 < 0,331 \rightarrow$ condition vérifiée.

➤ **Sens y – y :**

1) Aux appuis :

$$\gamma = \frac{9.505}{7.581} = 1,253$$

$$\mu_b = 0,04 \rightarrow \alpha = 0,0510$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,162 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,331$$

$\alpha = 0,0510 < 0,331 \rightarrow$ condition vérifiée

2) En travée :

$$\gamma = \frac{6.815}{7.599} = 0,90$$

$$\mu_b = 0,028 \rightarrow \alpha = 0,0355$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,2$$

$\alpha = 0,0355 < 0,2 \rightarrow$ condition vérifiée

Donc on peut se passer de la vérification des contraintes de compression dans le béton.

▪ **Contrainte de compression dans le béton :**

Sens x-x :

○ **Aux appuis :**

On a $M_a = 7.581$ KN.m

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241 \text{ K} = 48,75 \longrightarrow \text{et } \beta_1 = 0,9215$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 d A_a} = \frac{7.581 \times 10^6}{0,9215 \times 130 \times 3,14 \times 10^2} = 201.538 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa (calculée précédemment)}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{201.538}{48,75} = 4.134 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa (vérifiée)}$$

○ **En travée :**

$$M_t = 12.887 \text{ KN.m.}$$

On doit vérifier

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 13} = 0,302 \quad k = 42,72 \text{ et } \beta_1 = 0,914$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{12.887 \times 10^6}{0,914 \times 130 \times 3,93 \times 10^2} = 275.974 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{275.974}{42,72} = 6.460 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa (vérifiée)}$$

Sens v-v :

○ **Aux appuis :**

$$\text{On a } M_a = 7.581 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241 \text{ K} = 48,75 \longrightarrow \text{et } \beta_1 = 0,9215$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 d A_a} = \frac{7.581 \times 10^6}{0,9215 \times 130 \times 3,14 \times 10^2} = 201.538 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa (calculée précédemment)}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{201.538}{48,75} = 4.134 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa (vérifiée)}$$

○ **En travée :**

$$M_t = 7.599 \text{ KN.m.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241 \text{ K} = 48,75 \longrightarrow \text{et } \beta_1 = 0,9215$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{7.599 \times 10^6}{0,9215 \times 130 \times 3,14 \times 10^2} = 202.017 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{202.017}{48,75} = 4.143 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa (vérifiée)}$$

Etat limite de déformation

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyés sur 4 cotés on peut se dispenser du calcul des flèches, si les conditions suivantes sont respectées :

$$1) \frac{h}{\ell_x} \geq \frac{M_{tx}}{20.M_x}$$

$$2) \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \quad \text{tel que } f_e \text{ en [MPa]}$$

Avec :

- h : hauteur de dalle.
- M_{tx} : Moment entravé de la dalle continue dans la direction ℓ_x
- M_x : Moment isostatique dans la direction de (x -x) pour une bande de largeur égale à 1[m].
- A_x : Section d'armature par bande de largeur égale à 1[m]
- d : La hauteur utile de la bande.
- b : La largeur de bande égale à 1[m]

a)

$$\frac{h}{\ell_x} = \frac{15}{220} = 0,068$$

$$\frac{M_{tx}}{20.M_x} = \frac{12.887}{20 \times (15.162)} = 0,042.$$

$\frac{h}{\ell_x} = 0,068 > 0,042 \longrightarrow$ condition vérifiée.

b) $\frac{A_x}{b.d} = \frac{3,93}{100 \times 13} = 0,003$

$$\frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005$$

$$\frac{A_x}{bd} = 0,003 < \frac{2}{f_e} = 0,005 \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de nécessité de vérifier la flèche.

CONCLUSION :

Le ferrailage de la dalle de salle machine est comme suit :

- **En travées :**

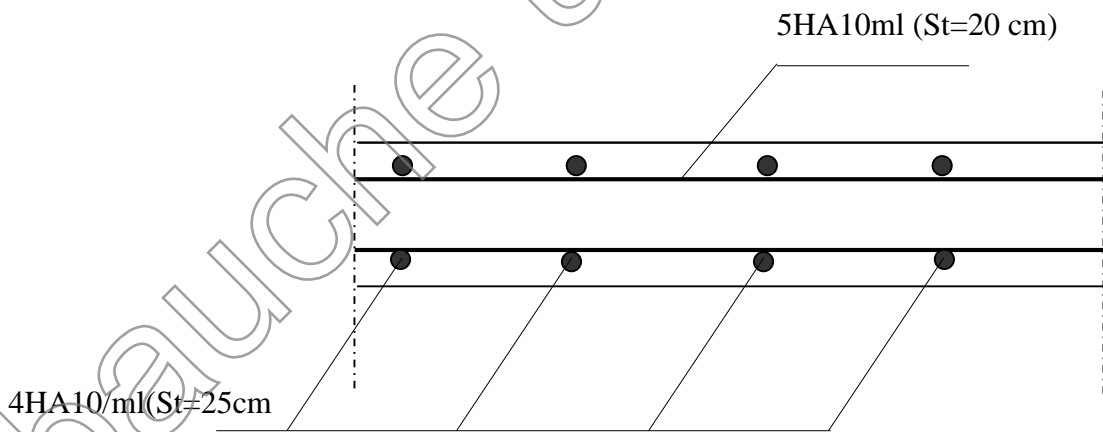
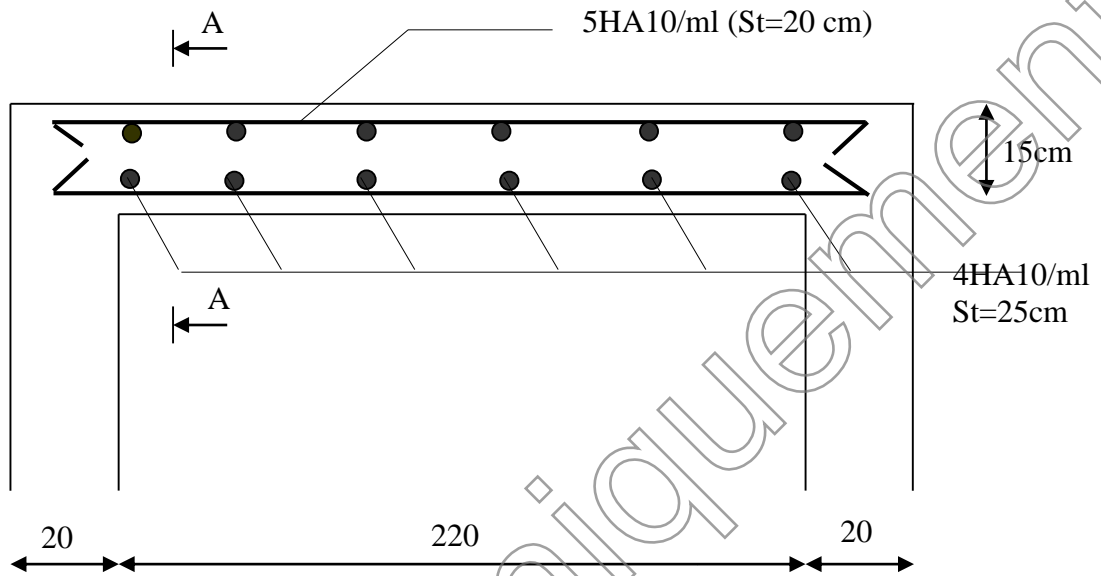
5HA10 (sens x-x), $S_t=20\text{cm}$

5 HA10 (sens y-y), $S_t=20\text{cm}$

- **En appuis :**

4HA10 (sens x-x), $S_t=25\text{cm}$

4HA10 (sens y-y), $S_t=25\text{cm}$



Coupe AA.

Fig. III .2.2.1 Plan de ferrailage de la dalle de la salle machine.

III.2.3) Les consoles :

Notre bâtiment est constitué de deux types de consoles, le premier type est en corps creux (16+4) coulé sur place qui est muni de poutres de chaînage et le deuxième type en dalle pleine.

Les consoles réalisées en dalle pleine coulée sur place est assimilée à une console encadrée à une extrémité.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :

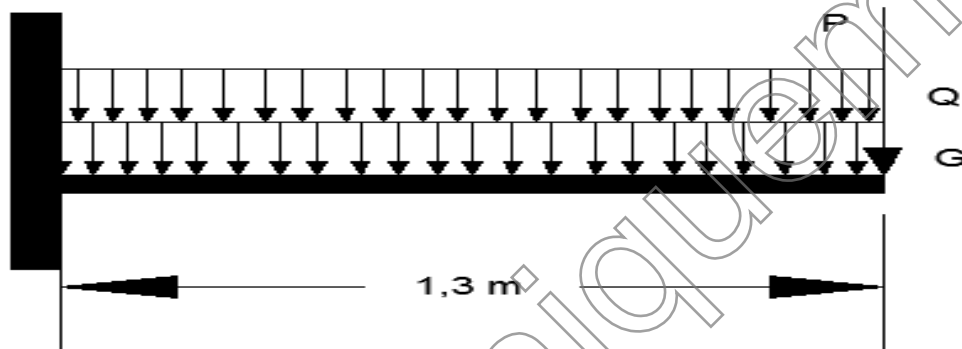


Fig III.2.3.1 Schéma statique du balcon

G: charge permanente uniformément répartie due au poids propre de la dalle pleine.

Q : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.

P : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde-corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

III.2.3.1) Dimensionnement du balcon :

Pour les dalles pleines reposant sur un seul appui, leur épaisseur est déterminée comme suit :

$$e_p = L / 10 = 130 / 10 = 13 \text{ cm}$$

On opte: $e_p = 15 \text{ cm}$

III.2.3.2) Détermination des charges et surcharges de la console

• Charges permanentes :

Détermination des charges et surcharges:

Nous considérons une bande de 1m de balcon.

a- Charges permanentes:

- poids de revêtement carrelage (2cm).....0,44KN/ml;
- Mortier de pose (2cm).....0,44 KN/ml;
- couche de sable (2cm).....0,36 KN/ml;
- poids propre de la dalle..... $25 \times 0,15 \times 1 = 3,75 \text{ KN/ml}$;
- Enduit ciment (2cm)..... 0.36KN/ml.

$$G = 5,35 \text{ KN/ml.}$$

b- charge concentrée :

Poids propre du garde-corps :

- Brique (10 cm) $9 \times 0,1 = 0,9 \text{ KN/ml.}$
 - Enduit de ciment (2cm) $18 \times 0,02 \times 2 = 0,72 \text{ KN/ml.}$
- $P = 1,62 \text{ KN/ml.}$

• **Surcharges d'exploitation :**

D'après le DTR : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

1. Combinaisons de charges :

• **ELU :**

La dalle : $q_{ui} = 1,35 G_i + 1,5 Q_i = 1,35 \times 5,35 + 1,5 \times 3,5 = 12,47 \text{ KN/ml.}$

Le garde-corps : $P_{ui} = 1,35 P_i \times 1\text{m} = 1,35 \times 1,62 \times 1\text{m} = 2,19 \text{ KN/ml.}$

• **ELS :**

La dalle : $q_{si} = G_i + Q_i = 5,35 + 3,5 = 8,85 \text{ KN/ml.}$

Le garde-corps : $P_{si} = P_i \times 1\text{m} = 1,62 \times 1\text{m} = 1,62 \text{ KN/ml.}$

2. Calcul à l'ELU:

$$\text{ELU : } M_u = \frac{q_u l^2}{2} + P_u \times l \qquad \text{ELS : } M_s = \frac{q_s l^2}{2} + P_s \times l$$

$$\text{ELU : } M_u = \frac{q_u l^2}{2} + P_u \times l = \frac{12,47 \times 1,3^2}{2} + 2,19 \times 1,3 = 13,38 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_s = \frac{q_s l^2}{2} + P_s \times l = \frac{8,85 \times 1,3^2}{2} + 1,62 \times 1,3 = 9,58 \text{ KN.m}$$

III.2.3.3) Ferrailage à L'ELU :

a) Armatures principales :

$$\mu_1 = \frac{M_1}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{13,38 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,059$$

$\mu_1 = 0,059 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA)

$\mu_1 = 0,056 \Rightarrow \beta_1 = 0,971.$

$$A_{s1} = \frac{M_1}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{13,38 \times 10^3}{0,971 \times 13 \times 348} = 3,05 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow A_{st} = 5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2$ avec un espacement de : $S_t = 20 \text{ cm}$

b) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{s1}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 5HA10 / \text{ml} = 3,93 \text{ cm}^2$ avec un espacement de : $S_t = 20 \text{ cm}$

1. Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité : (BAEL 99 Art A.4.2.1)

Le ferrailage doit satisfaire la CNF : $A_s \geq A_{min}$

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

$A_{sI} = 5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,57 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **la Condition est vérifiée**

b) Espacement des barres : (B.A.E.L91 Art A 8.2.4.2) :

Armatures principales : $S_t = 20 \text{ cm} < \text{Min} \{3 h_{ti}, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$
 \Rightarrow **Condition vérifiée.**

Armatures répartitions : $S_t = 20 \text{ cm} < \text{Min} \{4 h_{ti}, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$
 \Rightarrow **Condition vérifiée.**

(Avec : $h_t = 15 \text{ cm}$)

c) Vérification au cisaillement : [BAEL99 Art 5.1.1, 211]

Fissuration très préjudiciable :

$$\tau_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \quad \text{Avec : } T_u^{max} = q_u \times l + P_u$$

$$T_u^{max} = 12,47 \times 1,3 + 2,19 = 18,40 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{18,40 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,140 \text{ MPa} \quad \tau_u = 0,140 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \Rightarrow \text{la Condition est vérifiée.}$$

d) Vérification de l'adhérence des barres: [BAEL99/art A.6.1.1, 3]

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i}$$

Avec :

τ_{se} = La contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres

$\sum u_i$ Somme des périmètres Utiles des barres

$$\sum u_i = n \times \Phi \times \pi = 5 \times 0,12 \times 3,14 = 1,884 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{18,40}{0,9 \times 130 \times 1,884} = 0,083 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

e) Ancrage des barres : (BAEL 91/Art. A.6.1, 221) :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \quad ; \quad \tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \quad \Rightarrow \quad \text{Soit : } L_s = 45 \text{ cm.}$$

Pour des raisons de pratique on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après l'article (A.6.1, 253/BAEL91 modifié 99) est fixée pour les barres à haute adhérence à :

$$L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

On adopte : **L_r = 20 cm**

III.2.3.4) Vérifications à l'ELS :

a) contrainte de compression dans l'acier et le béton :

La console est exposée aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme très préjudiciable d'où on doit vérifier que :

- La contrainte dans les aciers : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min (0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) = (0,5 \times 400 ; 90 \sqrt{1,6 \times 2,1}) = 164,97 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,435 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0,899 \quad \Rightarrow \quad k_1 = 34,50 \quad \Rightarrow \quad K = \frac{1}{k_1} = 0,028$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{9,58 \times 10^3}{0,899 \times 13 \times 5,65} = 145,08 \text{ MPa.}$$

- La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,028 \times 145,08 = 4,06 < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

\Rightarrow **La condition est vérifiée.**

b) Vérification de la flèche : (BAEL.99/Art B.6.5, 2)

Pour dispenser du calcul de la flèche on vérifie :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} = \frac{15}{130} = 0,12 \\ \frac{1}{16} = 0,0625 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \text{ condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{h}{L} = \frac{15}{130} = 0,12 \\ \frac{M_t}{10M_0} = \frac{9,58}{10 \times 9,58} = 0,1 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \text{ condition vérifiée}$$

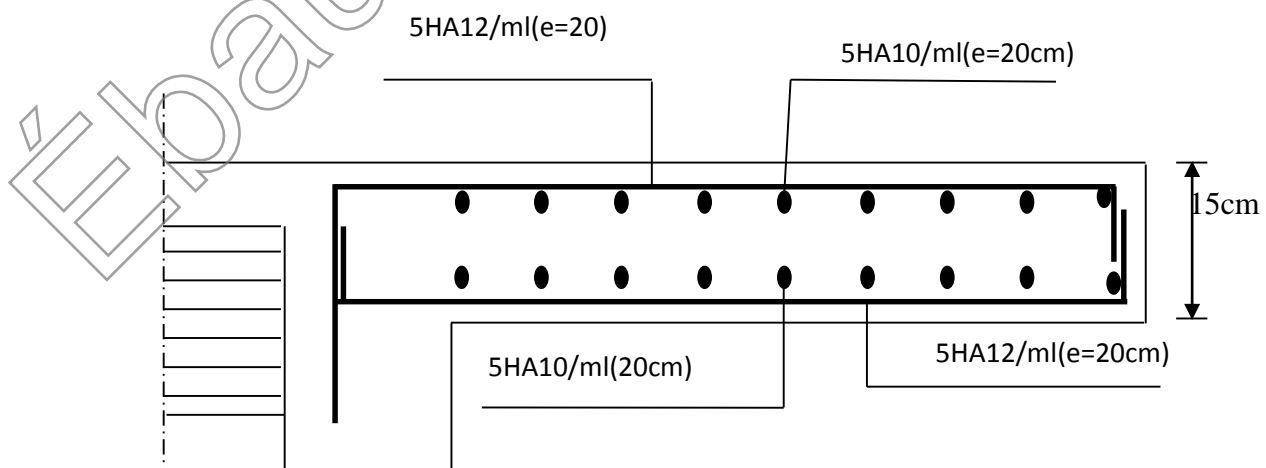
$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{A_t}{bd} = \frac{5,65}{100 \times 13} = 0,0043 \\ \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisante pour le ferrailage des balcons en dalle pleine d'où on adopte le même ferrailage sur tous les niveaux :

$$A_s = 5HA12/ml = 5,65 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_r = 5HA10 / ml = 3,93 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de 20 cm.



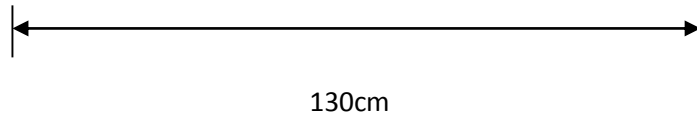


Fig III.2.3.2 ferrailage du balcon

Ébauche uniquement

III.2.4) PLANCHER :

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité, le plancher à corps creux est d'épaisseur (16 + 4) avec une dalle de compression de 4cm.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance; la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.
- Remplissage en corps creux; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de 16 cm.
- Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :
 - Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
 - Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.
 - Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées, notamment celles correspondantes aux cloisons.

III.2.4.1) Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est calculée sur place, elle aura une épaisseur de **4 cm** et sera armée d'un treillis soudé (**TLE 520, $\Phi \leq 6$ mm**) ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au **BAEL 91 (Art B.6.8.423)** :

- **20 cm** pour les barres // aux poutrelles.
- **33 cm** pour les barres \perp aux poutrelles.

A. Calcul des armatures :❖ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} \geq (4 \times L) / f_e$$

Avec : **L = 65 cm** ; distance entre axes des poutrelles.

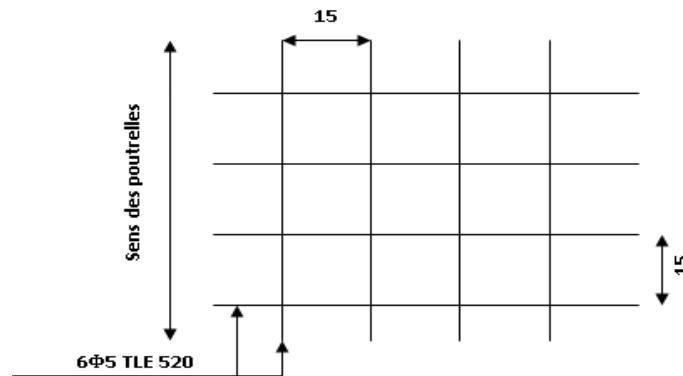
$$A_{\perp} \geq (4 \times 65) / 520 \Rightarrow 0,5 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_{\perp} = 6 \phi 5 = 1,17 \text{ cm}^2$; avec un espacement de **15cm**

❖ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = (A_{\perp} / 2) = 1,17 / 2 = 0,58 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 6 \phi 5 = 1,17 \text{ cm}^2$; avec un espacement de **15cm**



FigIII.2.4.1 Treillis soudés de $(15 \times 15) \text{ cm}^2$

III.2.4.2) Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression.

a) Dimensionnement de la poutrelle :

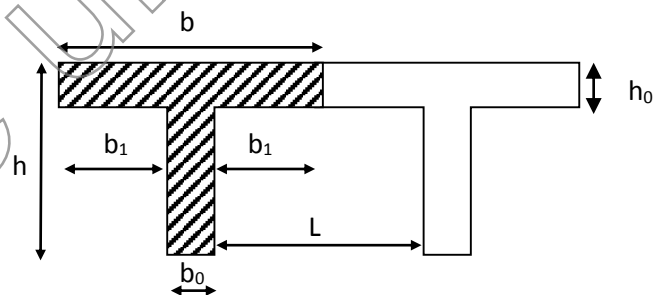
Les poutrelles sont calculées comme des poutres en T, le règlement **BAEL91**

Préconise que la largeur b_1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté d'une nervure est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

$$b_1 \leq l - b_0/2$$

$$b_1 \leq l/10$$

$$b_1 \leq 8h_0$$



FigIII.2.4.2 caractéristique géométrique de la section en T

Avec :

L : distance entre axe des poutrelles ;

l : portée de la plus grande travée telle que $l_1 = 4,80 \text{ m}$ (la travée la plus sollicitée) ;

b : largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs ;

b_0 : largeur de la nervure ($b_0 = 12 \text{ cm}$) ;

h_0 : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4 \text{ cm}$) ;

D'où : Largeur efficace de la table de compression :

$$b_1 \leq 65 - 12 / 2 = 26,5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq 330 / 10 = 33 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq 8 \times 4 = 32 \text{ cm}$$

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

$$D'où : b_1 = 2b_1 + b_0 = 65 \text{ cm}$$

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

1) Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle sera considérée simplement appuyée à ses deux extrémités. Elle doit supporter au plus de son poids propre, la charge due à la main d'œuvre et le poids des corps creux.

$$\text{Poids propre} \dots\dots\dots G_1 = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids des corps creux} \dots\dots\dots G_2 = 0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$$

$$D'où : G = G_1 + G_2 = 0,74 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Surcharge due à la main d'œuvre} \dots\dots Q = 1 \text{ KN/ml}$$

$$\text{La hauteur de la dalle de compression} \dots\dots h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$\text{La largeur de la nervure} \dots\dots\dots b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$\text{Enrobage} \dots\dots\dots c = 2 \text{ cm}$$

$$\text{La largeur de la dalle de compression} \dots\dots b = 65 \text{ cm}$$

a) Calcul à L'ELU :

❖ Combinaison de charges :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35 (0,74) + 1,50 (1) = 2,5 \text{ KN/ml}$$

Le moment en travée :

$$M_u = (q_u \times l^2) / 8 = (2,5 \times 3,30^2) / 8 = 3,403 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant :

$$T_u = q_u \times l / 2 = 2,5 \times 3,30 / 2 = 4,125 \text{ KN}$$

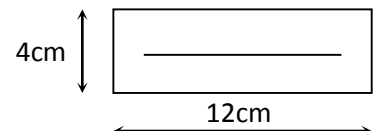
❖ Calcul de la section d'armature :

Soit l'enrobage : $c = 2 \text{ cm}$

La hauteur utile : $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$

$$\mu_b = M_u / d b^2 f_{bc} = 3,40 \times 10^6 / 120 \times 20^2 \times 14,2 = 5,00$$

$\mu_b >> 0,392 \Rightarrow$ Section Doublement Armée (SDA).



Calcul de la distance entre les étais :

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4 cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, on prévoit des étais intermédiaire afin de soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

Le moment limite correspondant à une S.S.A est égale à :

$$M_l = \mu_u \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0,392 \times 120 \times 20^2 \times 14,2 = 0,267 \text{ kN.m}$$

Donc, la longueur max entre appuis pour avoir une (S.S.A) est à :

$$L_{\max} = \sqrt{\frac{8 M_l}{q}} = \sqrt{\frac{8 (0,267)}{2,5}} = 0,92 \text{ m}$$

On adopte un étais chaque 90cm

2) Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis soumise aux charges suivantes :

Poids du plancher :

❖ Plancher terrasse :

Charges permanentes: $G = 5,68 \times 0,65 = 3,692 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitations : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$

❖ Plancher étage courant et RDC (usage d'habitation) :

Charges permanentes: $G = 5,14 \times 0,65 = 3,34 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitations : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

Combinaison de charges :

❖ Plancher terrasse :

ELU: $Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 3,692) + (1,5 \times 0,65) = 5,96 \text{ KN/ml}$

ELS : $Q_{ser} = G + Q = 3,692 + 0,65 = 4,342 \text{ KN/ml}$

❖ Plancher étage courant et RDC (usage d'habitation) :

ELU: $Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 3,34) + (1,5 \times 0,975) = 5,97 \text{ KN/ml}$

ELS : $Q_{ser} = G + Q = 3,34 + 0,975 = 4,315 \text{ KN/ml}$

❖ **Nous avons deux différent type de plancher :**

Le premier comporte un plancher sur 5 appuis ; le deuxième.

A. Choix de la méthode :

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher ; à l'aide des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode des trois moments
- Méthode de Caquot.

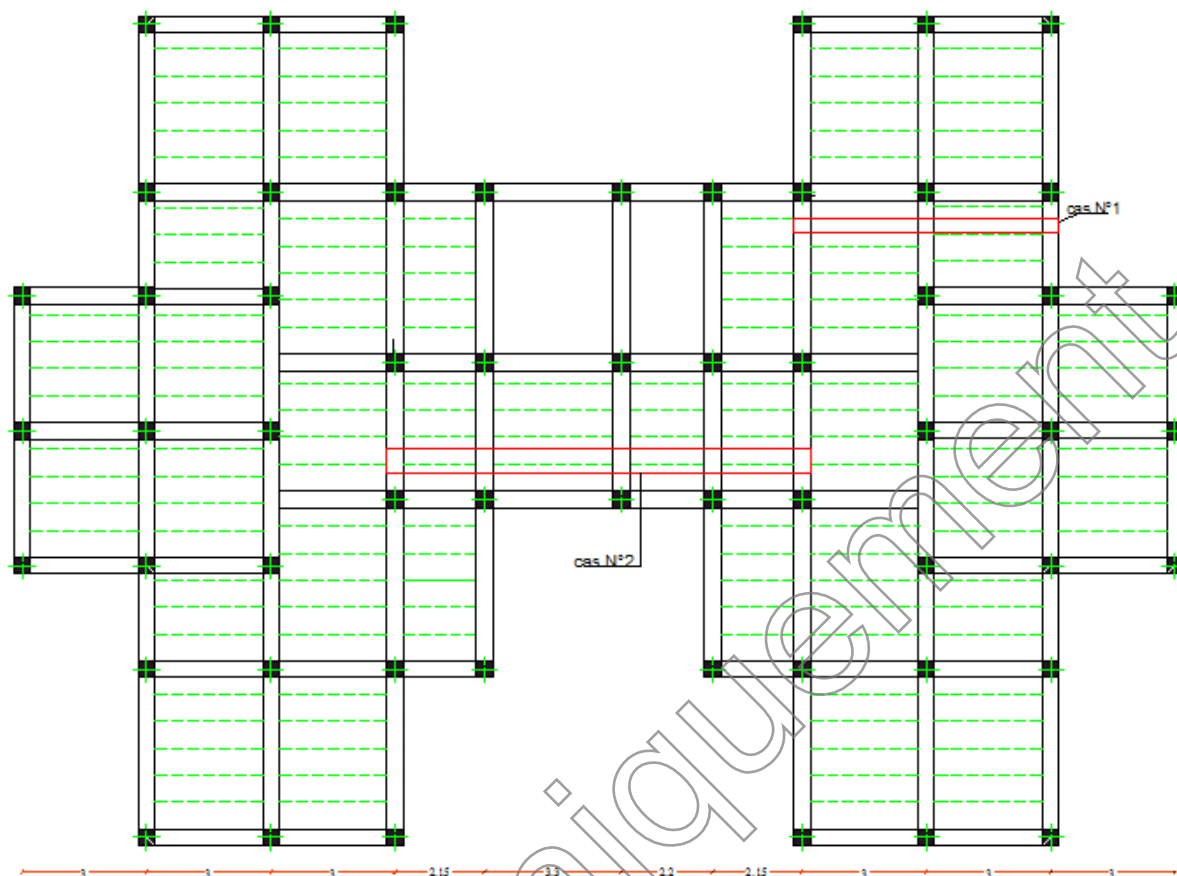


Fig III.2.4.3 description des cas à étudié.

- **Méthode forfaitaire :**

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

(Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)

1°/1- La valeur de la charge variable ne doit pas dépasser le double de la charge permanente, ou bien 5KN/m², c'est-à-dire :

$$Q=1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G=5.14 \text{ KN/m}^2$$

$$Q \leq 2G = 10.28 \text{ KN/ml}$$

condition vérifiée

$$Q \leq 5 \text{ KN /m}^2$$

2°/ Les moment d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées $I_i = I_{i+1} \Rightarrow$ **la condition est vérifiée.**

3°/ Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre

$$0,8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1,25$$

| Cas N°1 | | | Cas N°2 | | |
|------------------------------------|-----------------------------|--------------|--------------------------------|--------------|------------|
| L₁/L₂ | 2.15 / 3.3 = 0.65 | C.N.V | L ₁ /L ₂ | 3.00/3.00= 1 | C.V |
| L₂/L₃ | 3,3 /2.2 =1.5 | C.N.V | | | |
| L₃/L₄ | 2,2 / 2.15 =1.02 | C.V | | | |

Tableaux III.2.4.1 Vérification de la méthode de calcul.

4°/La fissuration est considérée comme **non préjudiciable**.

Donc le calcul se fera par la méthode forfaitaire pour le cas 3 et 2. et la méthode des trois moments pour le cas 1

a) Principe de la méthode :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

b) Exposé de la méthode

- Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et D'exploitation, en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q + G}$

Les valeurs M_w , M_e , M_t , doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t \geq \max \{ 1,05 ; (1 + 0,3\alpha) M_0 \} - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée intermédiaire
- $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée de rive

La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- 0,6 M_0 pour une poutre à deux travées ;
- 0,5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;
- 0,6 M_0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Dont :

M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison:

$$M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

L : longueur entre nus des appuis.

M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;

M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;

M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

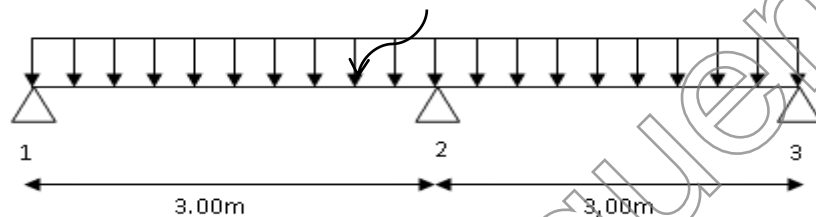
c) Application de la méthode :

Calcul du rapport de charge $\alpha = \frac{q}{G+q}$

Cas N°1

$$\alpha = \frac{1.5}{5,14 + 1.5} = 0,22$$

$Q_u = 5,97 \text{ KN/ml}$



FigIII.2.4.4 schémas statique de la travée n°1.

1) Calcul du moment isostatique :

$$M_{0A} = M_{0B} = q_u \frac{l^2}{8} = 5,97 \frac{(3,00)^2}{8} = 6,72 \text{ KN.m}$$

2) Moments aux appuis :

$$M_1 = M_3 = 0,3 M_{0A} \rightarrow M_1 = M_3 = 0,3(6,72) = 2,02 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0,6 M_{0A} \rightarrow M_2 = 0,6(6,72) = 4,032 \text{ KN.m}$$

3) Moments en travée :

a) calcul des coefficients :

$$1 + 0,3\alpha = 1 + 0,3(0,22) = 1,066 > 1,05$$

$$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = \frac{1 + 0,3(0,22)}{2} = 0,533$$

$$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = \frac{1,2 + 0,3(0,22)}{2} = 0,633$$

$$\text{b) } M_{tA} = M_{tB} = \max \left\{ (1 + 0,3\alpha) M_0 \right\} - \frac{M_w + M_e}{2}, 0,633 M_0$$

$$M_{tA} = M_{tB} = 4,25 \text{ KN.m}$$

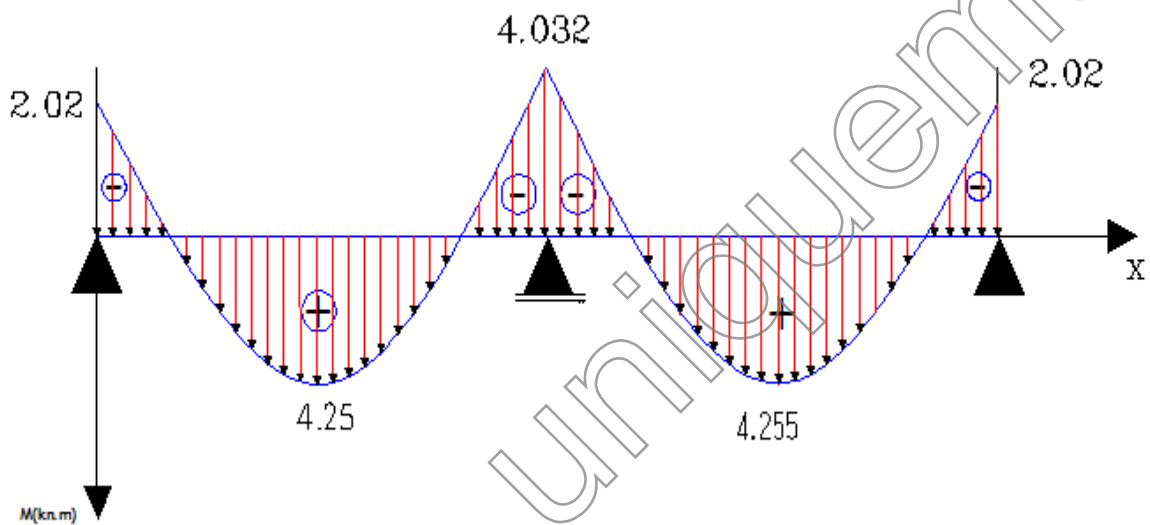
4) Calcul des efforts tranchants :

$$T(i) = q_u \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

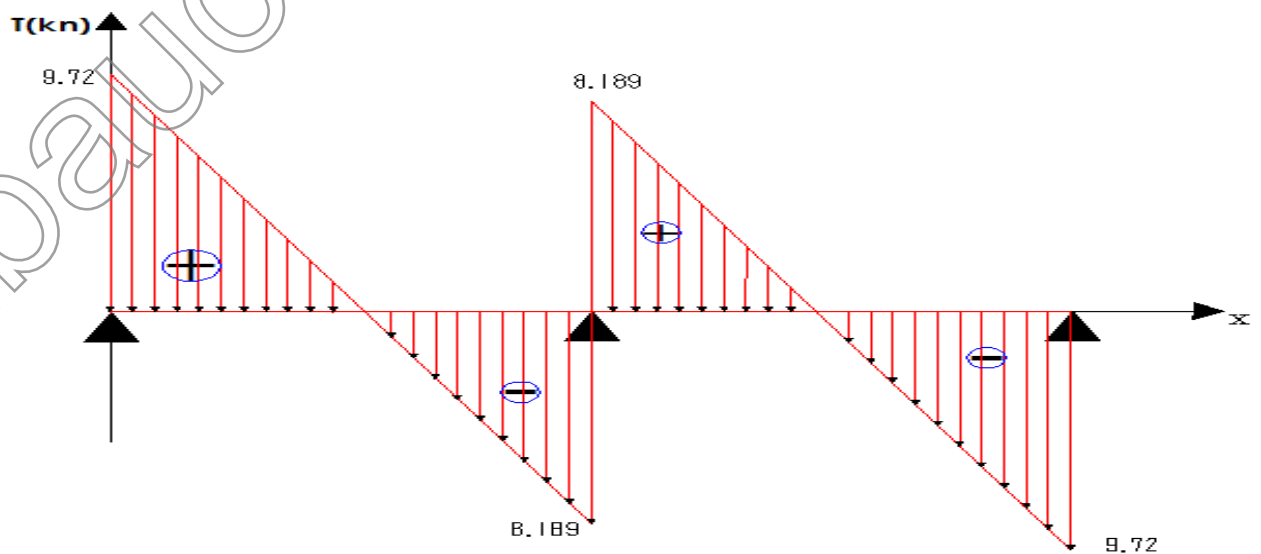
$$T(i + 1) = q_u \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

| Travée | L(m) | q_u (kN/ml) | M_i (KN.m) | M_{i+1} (KN.m) | T_i (KN) | T_{i+1} (KN) |
|--------|------|---------------|--------------|------------------|------------|----------------|
| A | 3,00 | 5.97 | - 2,02 | -4,32 | 9,72 | -8,189 |
| B | 3,00 | | -4,032 | -2,02 | 8,189 | -9,72 |

Tableaux III.2.4.2 efforts tranchants et moment fléchissant de la travée N° 2



FigIII.2.4.5 diagramme des moments fléchissant de la travée N° 2



FigIII.2.4.6 diagramme des efforts tranchants de la travée N° 2

Cas N°2 :

1) Rappel sur la méthode des trois moments :

➤ Moment aux appuis :

$$M_{i-1} \frac{L_i}{I_{i-1}} + 2M_i \left(\frac{L_i}{I_i} + \frac{L_{i+1}}{I_{i+1}} \right) + M_{i+1} \frac{L_{i+1}}{I_{i+1}} = -6E(W_i^g + W_i^d)$$

Avec : $W_i^g = Q_i \frac{L_i^3}{24EI_i}$

2) Exposé de la méthode des trois moments :

➤ Exposition de la méthode :

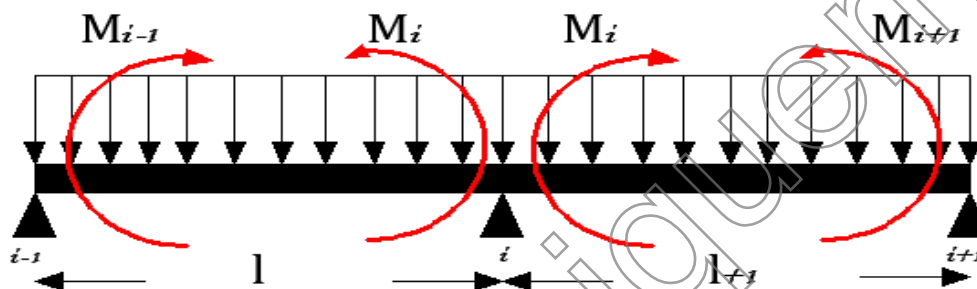


Fig.III.2.4.7 : Méthode des trois moments

Les équations des trois moments donnés par les expressions suivantes :

➤ Aux appuis :

$$M_{i-1} \cdot l_i + 2 \cdot M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \cdot l_{i+1} = - \left(\frac{q_i \cdot l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} \cdot l_{i+1}^3}{4} \right)$$

➤ En travée :

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i} \right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i} \dots\dots\dots (1)$$

$$\mu(x) = \frac{q l}{2} x - \frac{q}{2} x^2 \dots\dots\dots (2)$$

Avec : M_{i-1}, M_i et M_{i+1} : Sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis « i-1 », « i » et « i+1 ».

l_i : Portée de la travée à gauche de l'appui 'i'.

l_{i+1} : Portée de la travée à droite de l'appui 'i'.

P_i : Charge répartie à gauche de l'appui 'i'.

P_{i+1} : Charge répartie à droite de l'appui 'i'.

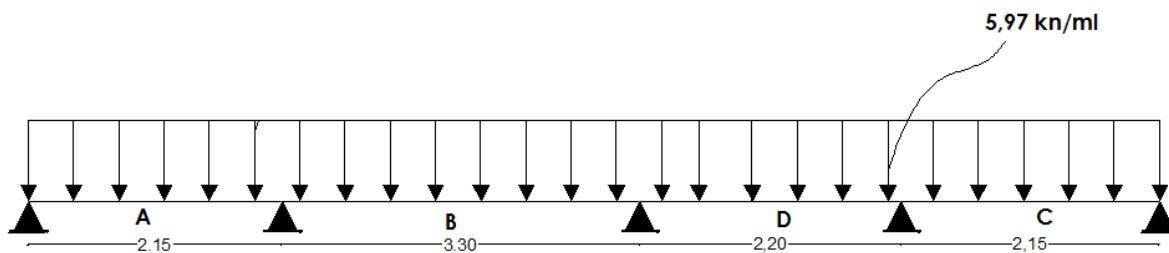


Fig III.2.4.8 schémas statique de la travée N° 3

• **Calcul des moments aux appuis :**

L'appui 1 : $4,3M_1 + 2,15M_2 = -14,83$ (1)
 L'appui 2 : $2,15M_1 + 10,9M_2 + 3,3M_3 = -68,46$ (2)
 L'appui 3 : $3,3M_2 + 11M_3 + 2,2M_4 = -69,53$ (3)
 L'appui 4 : $2,2M_3 + 8,7M_4 + 2,15M_5 = -30,73$ (4)
 L'appui 5 : $2,15M_4 + 4,3 M_5 = -14,83$ (4)

La résolution de ce système avec le logiciel MATLAB nous donne les résultats suivants :
 $M_1 = - 1,1096KN.m$ $M_2 = - 4,6784KN.m$ $M_3 = - 4,5695KN.m$
 $M_4 = - 1,7343KN.m$ $M_5 = - 2,7592KN.m$

• **Calcul des moments en travée**

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \frac{q l_i}{2} x - \frac{q}{2} x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i} \right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

X_i : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation suivante :

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad \rightarrow x = \frac{1}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

Appliquons les formules précédentes pour toutes les travées :

- Travée (A) $\rightarrow x = 0,796m \rightarrow M_{0 \max} (0,796) = 0,789KN.m$
- Travée (B) $\rightarrow x = 1,655m \rightarrow M_{1 \max} (1,655) = 3,545KN.m$
- Travée (C) $\rightarrow x = 1,323 m \rightarrow M_{2 \max} (1,323) = 0,602KN.m$
- Travée (D) $\rightarrow x = 0,995 m \rightarrow M_{3 \max} (0,995) = 1,223KN.m$

Remarque

Les moments calculés par la méthode des trois moments sont faits pour un matériau homogène, à cause de faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

- Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis :

$M_1 = - 0,739KN.m$ $M_2 = - 3,118KN.m$ $M_5 = - 1,839KN.m$

$M_3 = - 3,046\text{KN.m}$ $M_4 = 1,142\text{KN.m}$

- Augmentation de 1/3 pour les moments en travées:

| Travées | M_i corrigé (KN.m) |
|--------------|----------------------|
| Travée (1-2) | 1,052 |
| Travée (2-3) | 4,726 |
| Travée (3-4) | 0,802 |
| Travée (4-5) | 1,834 |

Tableaux III.2.4.3. Moments corrigés de la travée N° 3

A. Calcul des efforts tranchant :

Au niveau d'un appui « i », $V(i) = \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$ les moments seront
 niveau d'un appui « i+1 », $V(i+1) = - \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$ pris on valeur absolus

➤ Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après :

| Travée | Longueur(m) | $T_i(x=0)$ KN | $T_{i+1}(x=l_i)$ | X(m) |
|------------|-------------|---------------|------------------|-------|
| Travée 0-1 | 2,15 | 5,31 | -7,51 | 0,796 |
| Travée 1-2 | 3,30 | 9,87 | -9,83 | 1,655 |
| Travée 2-3 | 2,20 | 7,432 | -5,70 | 1,323 |
| Travée 2-3 | 2,15 | 6,10 | -6,74 | 0,995 |

Tableaux III.2.4.4 efforts tranchants et moment fléchissant de la travée N° 3

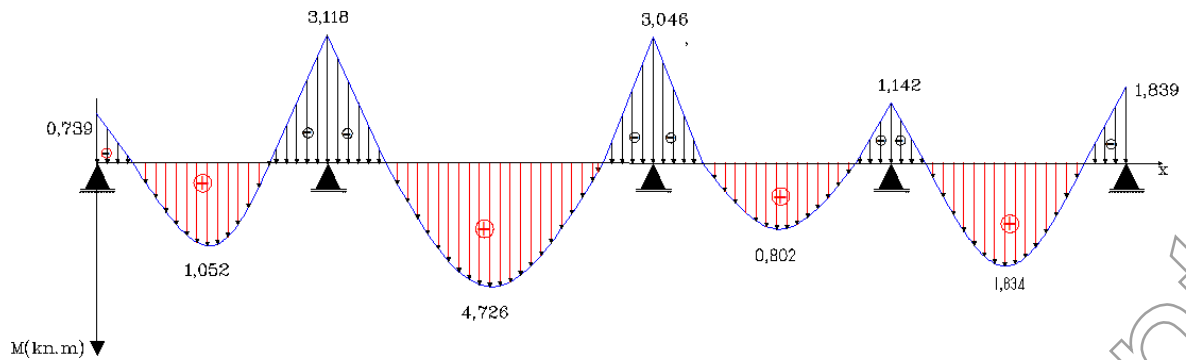
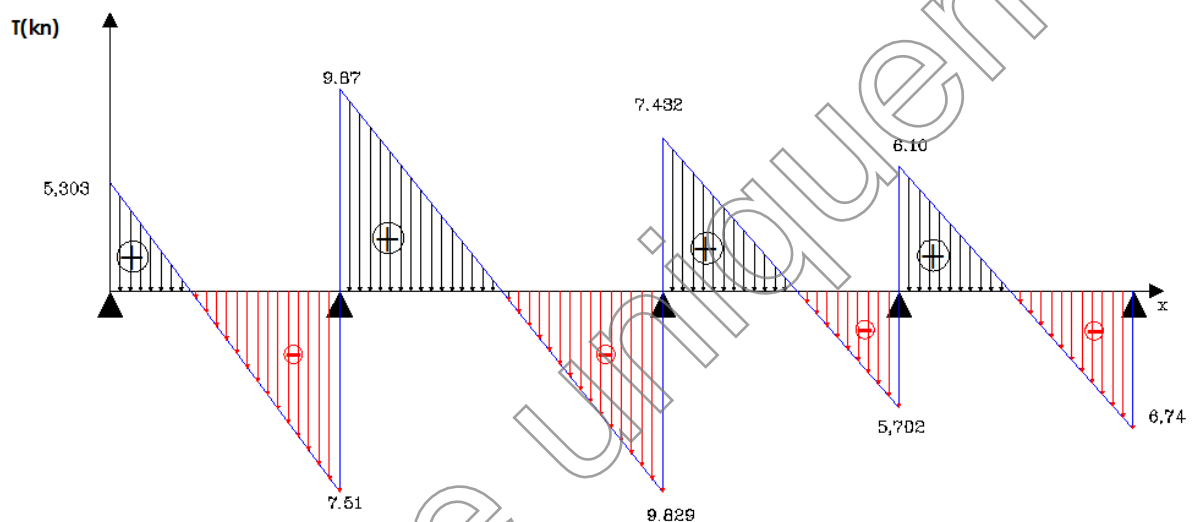


Fig III.2.4.9 diagramme des moments fléchissant de la travée N° 3



FigIII.2.4.10 diagramme des efforts tranchants de la travée N° 3

B. Calcul des armatures : (ELU)

M_0 : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

$$M_0 = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) = 59,07 \text{KN.m}$$

$\Rightarrow M_0 = 59,07 \text{KN.m}$

- Calcul des armatures longitudinales :

En travée:

$M_u = 4,726 \text{KN.m} < M_0 = 59,07 \Rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé,

La table est entièrement tendue donc Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension $b_0 \times h$

$b = 65\text{cm}$, $c = 2\text{cm}$, $h = 20\text{cm}$, $d = 18\text{cm}$

Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4,726 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,016$$

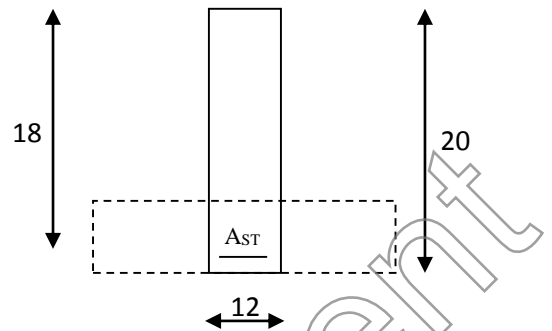
$\mu = 0,016 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$\mu = 0,016 \Rightarrow \beta = 0,992$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times f_e} = \frac{4,726 \times 10^3}{0,992 \times 18 \times 348} = 0,762\text{cm}^2$$

$$\Rightarrow \underline{A_{sa} = 3HA 10 = 2,35\text{cm}^2}$$



FigIII.2.4.11 section de calcul de la poutre aux appuis

Aux appuis :

$M_u = 7,57 \text{ KN.m} < M_0 = 59,07 \Rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé,

La table est entièrement tendue donc Le calcul se fait pour une section rectangulaire.

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3,118 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,01$$

$\mu = 0,01 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$\mu = 0,010 \Rightarrow \beta = 0,995$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times f_e} = \frac{3,118 \times 10^3}{0,995 \times 18 \times 348} = 0,500\text{cm}^2$$

$$\Rightarrow \underline{A_{st} = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2}$$

• **Calcul des armatures transversales (BEAL 91 Art A7-2-2).**

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b_0}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35} ; 1,2 ; \frac{12}{10} \right\}$$

Avec :

h_t : étant la hauteur totale de la poutre.

ϕ_e : Diamètre des barres *longitudinale*

$$\phi_t = \leq \min \{0,57; 1,2; 1,2\}$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm} < 10 \text{ mm.}$$

Les armatures transversale seront constituée d'un étrier ;

$$\text{On opte pour : } A_{tr} = 1HA8 = 0,503 \text{ cm}^2$$

✓ **Espacement des armatures transversales :** (Art : A.5-22. BAEL 91)

$$S_t \leq \min \{0,9 d ; 40 \text{ cm}\} = \min \{0,9 \times 18 ; 40 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{16,2 ; 40 \text{ cm}\} \rightarrow S_t \leq 16,2 \text{ cm}$$

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

La section d'armatures transversales doit vérifier :

$$\frac{A_{st} f_e}{b \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91 Art A.5-1-23})$$

$$\frac{0,503 \times 400}{30 \times 15} = 0,45 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.4.4) Vérification à l'ELU :

a) **Condition de non fragilité : BAEL (Art A-4-2-1)**

$$A_{\min} = \frac{0,23 b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis** $A_{sa} : 1,57 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

- **En travée** $A_{st} : 1,13 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

b) **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :**

(Art A.6.1,3/BAEL91)

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3,15 \text{ MPa.}$$

Σu_i : étant la somme des périmètres utiles des barres

$$\Sigma u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 2 \times \pi \times 10 = 62,8 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{u \max}}{0,9 d \Sigma u_i} = \frac{9,81 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 62,8} = 0,964 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,964 \text{ MPa} < \overline{\tau_{su}} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

c) **Ancrage des barres :**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{su}} = 0,6\psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,964 \text{ MPa} < \overline{\tau_{su}} = 2,835 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d) Longueur de scellement droit : (BEAL 91 Art A-6-1-2-3)

$$L_s = \frac{\phi_{travée} f_e}{\overline{\tau_{su}}} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,273 \text{ cm}$$

e) Longueur d'ancrage mesurée hors crochets :

$$L_0 = 0,4L_s = 0,4 \times 35,273 = 14,109 \text{ cm}$$

f) Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art A.5.1, 322).

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \overline{\tau_\mu} = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167 \text{ MPa}.$$

\Rightarrow Condition vérifiée.

$$\tau_u = \frac{9,81 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,454 < \overline{\tau_\mu} = 1,167 \text{ MPa}.$$

g) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (BAEL 91. Art A.5-1-313)

- **Influence sur le béton** (Art A.5.1,313/BAEL91 modifiées 99) :

On doit vérifier la condition :

$$\frac{2 V_u^{\max}}{a \times b} \leq 0,8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u^{\max} \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm.}$$

$$V_u^{\max} \leq 0,267 \times (16,2 \times 10) \times 120 \times 25 \times 10^{-3} = 129,6 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 13,77 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Influence sur l'acier :**

$$A_a \geq \frac{V_u + \frac{M_a}{0,9d}}{\sigma_s} \Rightarrow A_a \geq \frac{1}{\sigma_s} \left\{ V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right\}.$$

$$A_a \geq \frac{1}{34,8} \left(13,77 - \frac{4,726}{0,9 \times 0,18} \right) = -0,44 \text{ cm}^2$$

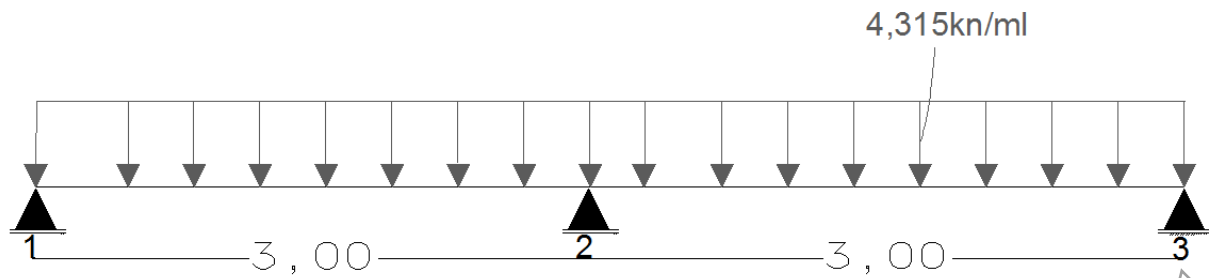
$$-0,44 \text{ cm}^2 < 0 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

D. Vérification à l'ELS :

- **Calcul des efforts internes à l'ELS:**

Calcul des moments : $q_s = G + Q$

$$3,34 + 0,975 = 4,315 \text{ KN/ml}$$



FigIII.2.4.12 schémas statique de la travée N° 1 a ELS

Cas N°1 :

1) Calcul du moment isostatique :

$$M_{0A} = M_{0B} = q_u \frac{l^2}{8} = 4,315 \frac{(3,00)^2}{8} = 4,85 \text{ KN.m}$$

2) Moment aux appuis :

$$M_1 = M_3 = 0,3 \times (4,85) = 1,455 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0,6 \times (4,85) = 2,91 \text{ KN.m}$$

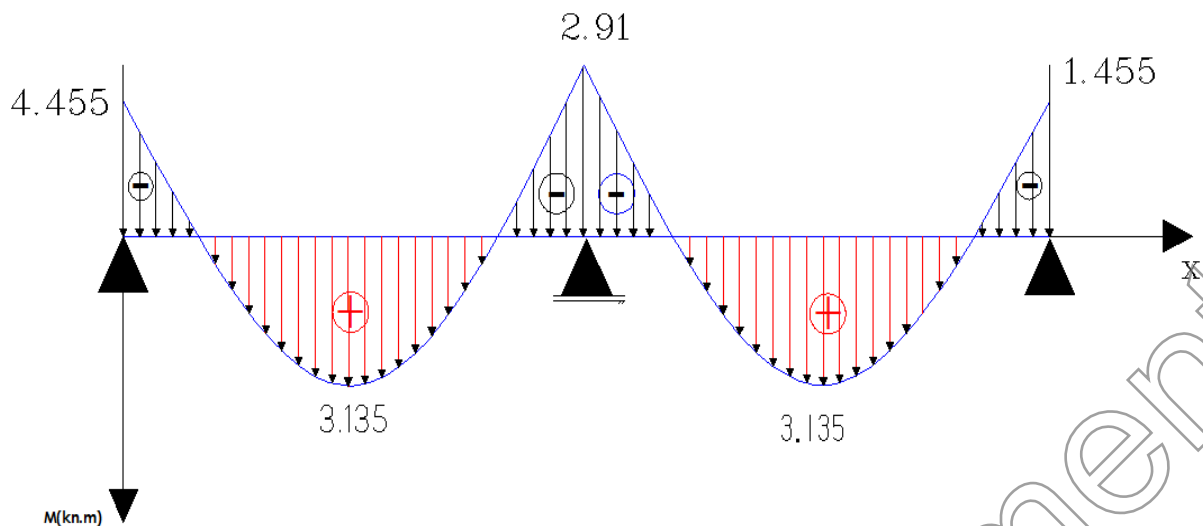
3) Moment en travées :

$$M_a = M_b = 3,13 \text{ KN.m}$$

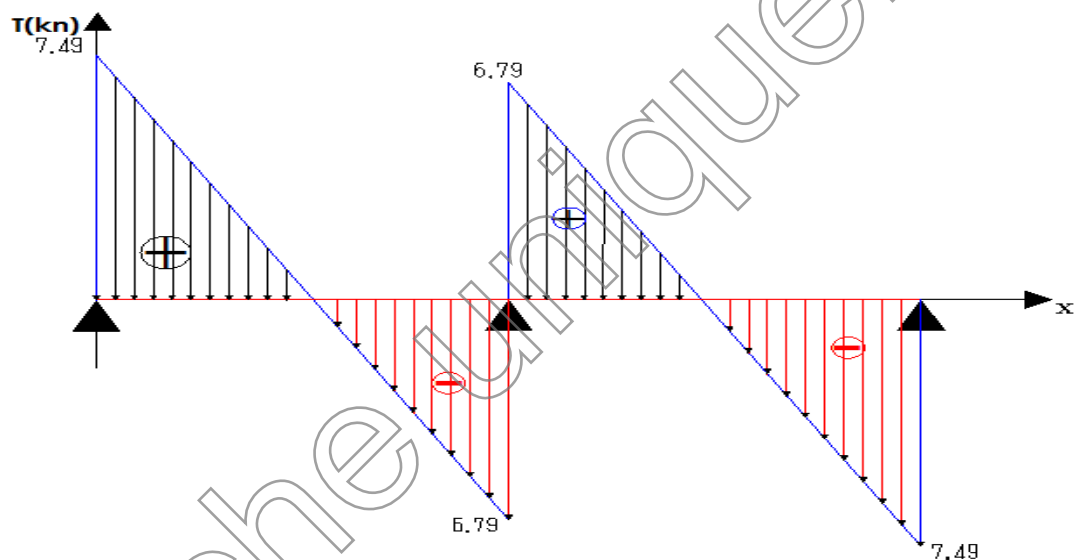
4) Efforts tranchants :

| Travée | L(m) | q_u (kN/ml) | T_i (KN) | T_{i+1} (KN) |
|--------|------|---------------|------------|----------------|
| A | 3,00 | 4,85 | 7,49 | -6,79 |
| B | 3,00 | | 6,79 | -7,49 |

Tableaux III.2.4.5 efforts tranchants et moment fléchissant de la travée N° 1 a ELS



FigIII.2.4.13 diagramme des moments fléchissant de la travée N°1 à ELS



FigIII.2.4.14 diagramme des efforts tranchants de la travée N°1 à ELS

Cas N°2

- Calcul des moments aux appuis :

L'appui 1 $4,3M_1 + 2,15M_2 = -10,72$ (1)
 L'appui 2 : $2,15M_1 + 10,9M_2 + 3,3M_3 = -49,48$ (2)
 L'appui 3 : $3,3M_2 + 11M_3 + 2,2M_4 = -50,25$ (3)
 L'appui 4 : $2,2M_3 + 8,7M_4 + 2,15M_5 = -22,28$ (4)
 L'appui 4 : $2,15M_4 + 4,3 M_5 = -10,72$(5)

La résolution de ce système avec le logiciel MATLAB nous donne les résultats suivants :

$$M_1 = -0,802 \text{KN.m} \quad M_2 = -3,382 \text{KN.m} \quad M_5 = -1,86 \text{KN.m}$$

$$M_3 = -3,30 \text{KN.m} \quad M_4 = -1,267 \text{KN.m}$$

- **Calcul des moments en travée**

Travée (A) $\rightarrow x = 0,796 \text{m} \rightarrow M_{0 \max}(0,796) = 0,505 \text{KN.m}$

Travée (B) $\rightarrow x = 1,655 \text{m} \rightarrow M_{1 \max}(1,655) = 2,560 \text{KN.m}$

Travée (C) $\rightarrow x = 1,323 \text{m} \rightarrow M_{2 \max}(1,323) = 0,440 \text{KN.m}$

Travée (D) $\rightarrow x = 0,995 \text{m} \rightarrow M_{2 \max}(0,995) = 0,960 \text{KN.m}$

- **Moment en appuis (corrigé) :**

$$M_1 = -0,534 \text{KN.m} \quad M_2 = -2,254 \text{KN.m} \quad M_5 = -0,640 \text{KN.m}$$

$$M_3 = -2,20 \text{KN.m} \quad M_4 = -0,844 \text{KN.m}$$

- **Moment en travée (corrigé) :**

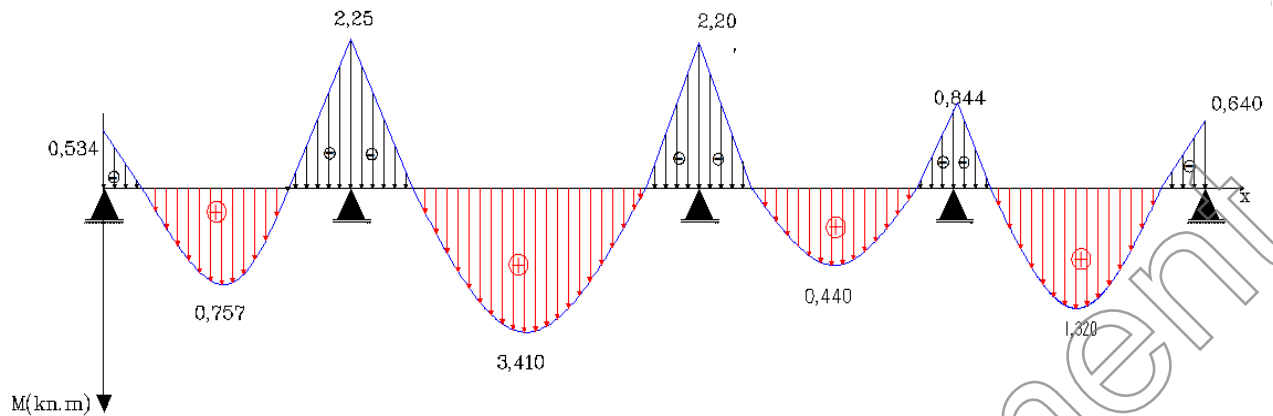
| Travées | M_t corrigé (KN.m) |
|------------|----------------------|
| Travée (A) | 0,757 |
| Travée (B) | 3,410 |
| Travée (C) | 0,57 |
| Travée (D) | 1,32 |

Tableaux III.2.4.6 moments corrigés de la travée N° 3 à ELS

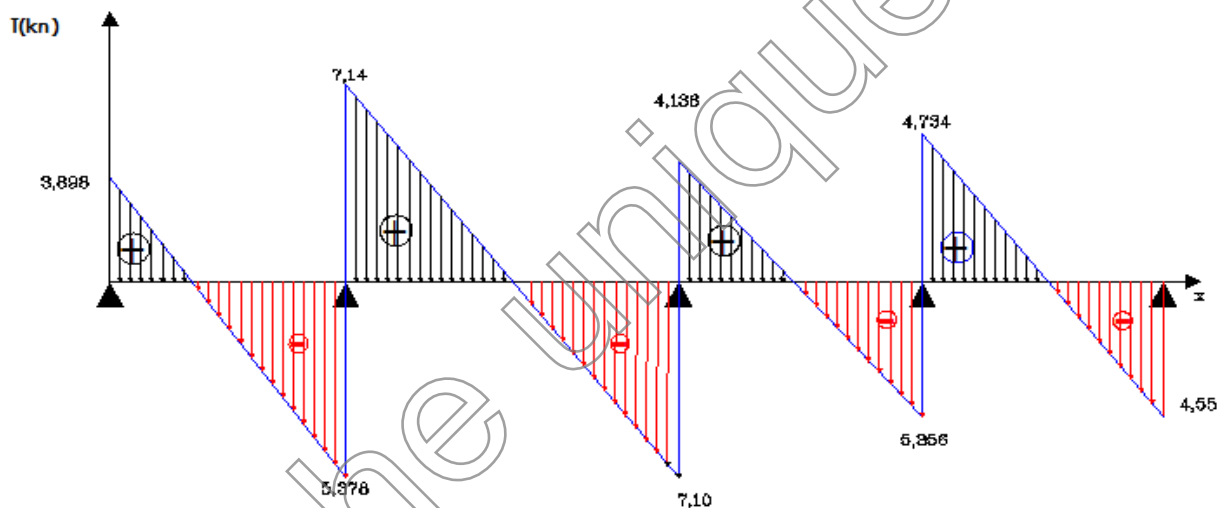
C. Efforts tranchant :

| Travée | Longueur(m) | $T_i(x=0)$ KN | $T_{i+1}(x=l_i)$ | X(m) |
|----------|-------------|---------------|------------------|-------|
| Travée A | 2,15 | 3,898 | -5,378 | 0,796 |
| Travée B | 3,30 | 7,14 | -7,10 | 1,655 |
| Travée C | 2,20 | 4,136 | -5,356 | 1,323 |
| Travée D | 2,15 | 4,734 | -4,55 | 0,995 |

Tableaux III.2.4.7 efforts tranchants et moment fléchissant de la travée N° 3 à ELS



FigIII.2.4.15 diagramme des moments fléchissant de la travée N° 3 à ELS



FigIII.2.4.16 diagramme des efforts tranchants de la travée N° 3 à ELS

- **Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures :** (Art. A.4.5,3/BAEL91)

Fissuration peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

- **Vérification à l'état limite de compression du béton :** (Art. A.4.5,2/BAEL91)

On peut se dispenser de calculer $\tau_{bc} \leq \bar{\tau}_{bc}$ si ces conditions sont vérifiées.

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$

En travée: $A_{as} = 1,57 \text{ cm}^2$; $M_{as} = -4,455 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,726$$

$$\rho = 0,726 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,877 \\ K = 25,65 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{4,455 \times 10^3}{0,877 \times 18 \times 1,57} = 204,73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / k = 204,73 / 25,65 = 7,98 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis : $A_{st} = 1,13 \text{ cm}^2$; $M_{st} = 3,135 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 1,13}{18 \times 12} = 0,523$$

$$\rho = 0,73 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,891 \\ K = 30,87 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{3,135 \times 10^3}{0,891 \times 18 \times 1,13} = 172,98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / K = 172,98 / 30,87 = 5,60 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification à la flèche :**

Selon les règles de BAEL 91 (Art **B.6.8,424**) le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci-après ne sont pas vérifiées

$$1) \frac{h}{L} > \frac{1}{22,5}$$

$$2) \frac{h}{L} > \frac{M_t}{15.M_0}$$

$$3) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$* \frac{h}{L} = \frac{20}{330} = 0,06 > \frac{1}{22,5} = 0,040 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$* \frac{h}{L} = 0,066 \geq \frac{M_t}{15.M_0} = \frac{4,455}{15 \times 4,85} = 0,066 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$* \frac{A}{b.d} = \frac{1,57}{12 \times 18} = 0,0072 < \frac{3,09}{400} = 0,009 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$* \frac{A}{b.d} = \frac{1,13}{12 \times 18} = 0,0052 < \frac{3,60}{400} = 0,009 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

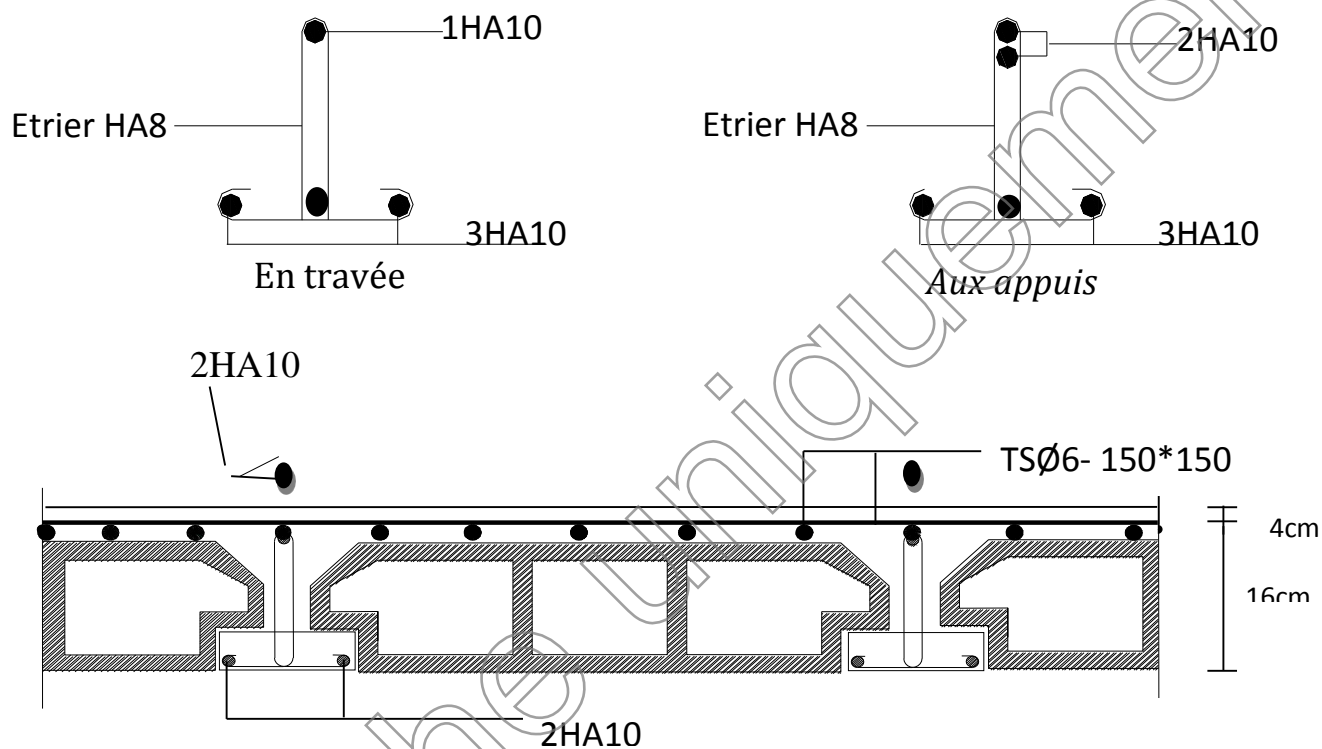
Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisante pour le ferrailage des poutrelles d'où on adopte le même ferrailage sur tous les niveaux :

Armatures principales : Aux appuis : $A_{sa} = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$

En travée : $A_{st} = 3HA10 = 2,35 \text{ cm}^2$

Armatures transversales : $A_t = 1HA8 = 0,503 \text{ cm}^2$ (cadre + étrier); $S_t = 15 \text{ cm}$



FigIII.2.4.17 Ferrailage du plancher.

III.8. Etude de la poutre de chaînage :

Nous allons étudier une poutre continue qui repose sur deux appuis ; elle supporte son poids propre et le poids du aux cloisons (mur en double cloisons).

III.8.1. Pré dimensionnement de la poutre :

a) hauteur h_t :

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

Avec : L_{\max} : est la portée entre nus des appuis.

$$L_{\max} = m \Rightarrow \frac{300}{15} \leq h_t \leq \frac{300}{10}$$

$$\Rightarrow 20\text{cm} \leq h_t \leq 30\text{cm}$$

D'après le RPA ver2003 (Ar.7.5.1),

La condition ($h \geq 30\text{cm}$.) doit être vérifiée.

Donc on prend une hauteur qui soit $h_t = 30\text{cm}$.

b) Largeur b :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}.$$

On prend $b=20\text{cm}$.

La section de notre poutre de chaînage est (**20x30**).

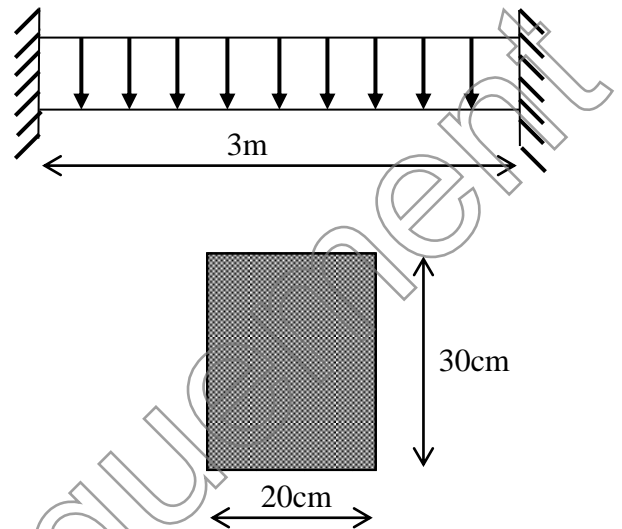


Fig III-8-1

c) Vérification des exigences du (RPA.ver.2003) Art7.4.1 :

- $h ; 30\text{cm} \Rightarrow$ condition est vérifiée.
- $b = 20\text{cm} \Rightarrow$ condition est vérifiée.
- $\dot{u} \frac{h_t}{b} = \frac{30}{20} = 1,5(4 \Rightarrow$ condition est vérifiée

III.8.2. Détermination des charges et surcharges

Poutre de chaînage au niveau des portes à faux

• Charges permanentes :

Le poids propre de la poutre..... $25 \times 0,30 \times 0,20 = 1.50 \text{ KN/ml}$.

Le poids propre de mur interieure..... $1.3(3,06-0,30) = 3.58 \text{ KN/ml}$.

Le poids du plancher..... $5.14 \times 0,65/2 = 1.67 \text{ KN/ml}$

$$\underline{\underline{G_p = 6.75 \text{ KN/ml.}}}$$

- **Surcharges d'exploitation :**

$$1,5 \times (0,65/2) = 0,50 \text{ KN/ml.}$$

III.8.3. Combinaison des charges à l'ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q.$$

$$q_{up} = 1,35(6,75) + 1,5(0,5) = 9,86 \text{ KN/ml}$$

Schéma statique à l'ELU:

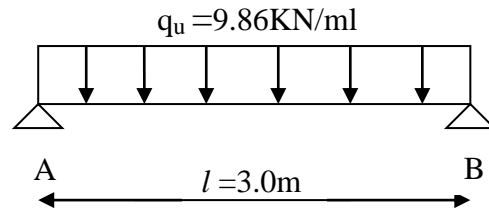


Fig III.8.2 : schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELU.

Remarque :

Les extrémités de la poutre représentent un semi encastrement.

III.8.4. Calcul des moments et des efforts tranchants :

➤ **Les moments fléchissant:**

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{9,86 \times 3^2}{8} = 12 \text{ KN.m}$$

- **Aux appuis :** $M_A = M_B = 0,3M_0 = 0,3 \times 12 = 3,6 \text{ KN.m}$

- **En travée :** $M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 12 = 10,2 \text{ KN.m}$

➤ **Les efforts tranchants :**

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{9,86 \times 3}{2} = 14,79 \text{ KN}$$

Diagramme des efforts internes à l'ELU :

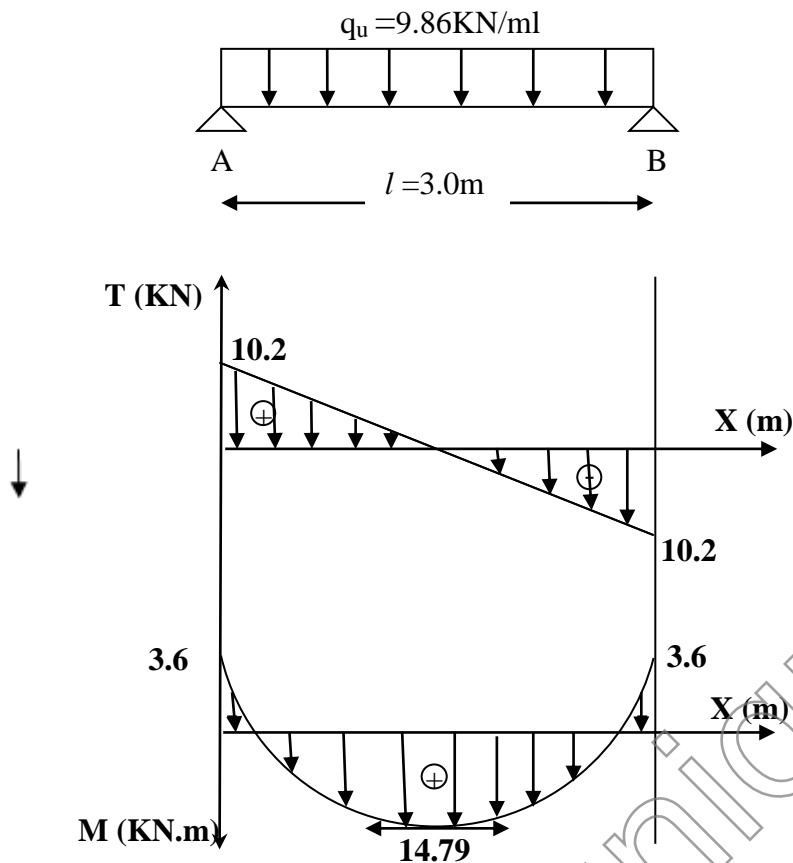


Fig III.8.3: Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU.

III-8-5 calcul des armatures :

- En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}}$$

Soit un enrobage $c=2\text{cm}$; $d=28\text{cm}$.

$$\mu = \frac{10.2 \times 10^2}{20 \times 28^2 \times 1.42} = 0,046 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu = 0,046 \xrightarrow{\text{TABLEAU}} \beta = 0,976$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{10.2 \times 10^2}{0,976 \times 28 \times 34,8} = 1.072 \text{ cm}^2.$$

On opte : 3HA12= 3,39cm².

- Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{3.6 \times 10^2}{20 \times 28^2 \times 1,42} = 0,0196 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow S.S.A.$$

$$\mu = 0,016 \xrightarrow{\text{TABLEAU}} \beta = 0,992$$

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

$$A_a = \frac{3.6 \times 10^2}{0,992 \times 28 \times 34,8} = 0,372 \text{ cm}^2.$$

On opte : 3HA12 = 3,39cm².

III.8.6. Vérification à l'E.L.U :

a. Condition de non fragilité :

$$A > A_{\min} = 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 20 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,676 \text{ cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A_a = 2,36 \text{ cm}^2 \\ \text{En travée : } A_t = 3,39 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL91, md99/Art.A5.1.211) :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{14,79 \times 10^3}{200 \times 2800} = 0,026 \text{ Mpa.}$$

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

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} > \tau_u = 0,026 \text{ Mpa} \Rightarrow (\text{condition vérifiée}).$$

c) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

- Sur le béton :

$$Tu \leq \frac{0,4}{\gamma_b} b.d.0,9.f_{c28} \Rightarrow Tu \leq \frac{0,4}{1,5} \times 20 \times 28 \times 0,9 \times 2,5 = 336 \text{ kN.}$$

$$Tu = 14.79 \text{ kN} \lll 336 \text{ kN} \Rightarrow (\text{condition vérifiée}).$$

• **Sur les armatures inférieures :**

$$Tu = 14.79 \text{ KN}, M_a = 3.6 \text{ kn.m}, d = 28 \text{ cm.}$$

$$A_u \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[Tu + \frac{M_a}{0,9 d} \right] = \frac{1,15}{400} \left[14.79 \times 10^3 + \frac{-3.6 \times 10^6}{0,9 \times 280} \right] = 1.44 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 2.36 \text{ cm}^2 \geq 1.44 \text{ cm}^2 \Rightarrow (\text{condition vérifiée}).$$

d) Calcul des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{30}{35}; 1.2; \frac{20}{10} \right\} = \min \{0.85; 2\}$$

$$\text{On prend : } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

On opte comme armatures transversales : $A_t = 2\text{HA}8 = 1,01 \text{ cm}^2$ (Soit un cadre)

e) Ecartement des armatures transversales :

$$S_t \leq \min \{0,9.d; 40 \text{ cm}\} = 25.2 \text{ cm}; \text{ soit : } S_t = 20 \text{ cm.}$$

La section d'armatures transversales doit vérifiée la condition :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ Mpa} \Rightarrow \frac{1,01 \times 400}{20 \times 20} = 1,01 \text{ Mpa} > 0,4 \text{ Mpa. (Condition vérifiée)}$$

III.8.7. Vérification selon le R.P.A 99 :

D'après le R.P.A 99, l'espacement est donné selon deux zones.

• **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{4}; 12\phi_l; 30 \text{ cm} \right\} = \min \left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 1.2; 30 \text{ cm} \right\}.$$

$$S_t \leq \min \{7.5; 14.4 ; 30 \text{ cm}\}.$$

$$\text{Soit : } S_t = 8 \text{ cm.}$$

• **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h_t}{2} = \frac{30}{2} = 20 \text{ cm.}$$

Soit : 15 cm.

* selon le R.P.A 99 la section d'armatures transversale doit vérifier :

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0,003.S.b.$$

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 20 = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.39 \geq A_{\min} \Rightarrow (\text{condition vérifiée}).$$

III.8.8. Combinaison des charges à l'ELS :

$$q_s = G + Q.$$

$$q_{sp} = 6.75 + 0.5 = 7.25 \text{ KN/ml}$$

➤ **Schéma statique :**

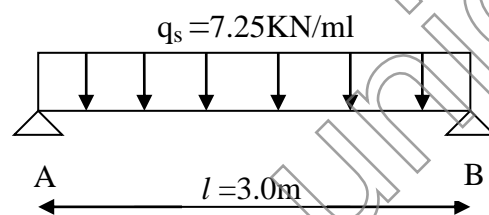


Fig (III.4.4) : schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELS.

Remarque :

Les extrémités de la poutre représentent un semi encastrement.

III.8.9. Calcul des moments et des efforts tranchants :

➤ **Les moments fléchissant:**

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{7.25 \times 3.0^2}{8} = 8.15 \text{ KN.m}$$

▪ **Aux appuis :** $M_A = M_B = 0.3M_0 = 0.3 \times 8.15 = 2.44 \text{ KN.m}$

▪ **En travée :** $M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 8.25 = 7.01 \text{ KN.m}$

➤ **Les efforts tranchants :**

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{7.25 \times 3}{2} = 10.87 \text{ KN}$$

III.8.10. Vérifications à l'ELS :**a. Etat limite d'ouvertures des fissures : (BAEL 91 / Art A.4.5.3)**

Les fissurations sont peut nuisibles, aucune vérification n'est à effectuer

b. Etat limite de compression du béton : (BAEL 91/ Art B.6.6.1)

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A}; \quad \rho_1 = \frac{100A}{b_0 \times d} \rightarrow \beta_1 \text{ et } K_1.$$

- **Aux appuis :**

$$M_s = 2.44 \text{ KN.m, } A = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A}{b d} = \frac{100 \times 2.36}{20 \times 28} = 0,42 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,9 \\ \kappa_1 = 35. \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{2.44 \times 10^6}{0,9 \times 280 \times 236} = 41.02 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{41.02}{35} = 1.172 \text{ MPA.} \quad \sigma_{bc} = 1.172 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA.} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

- **En travée :**

$$M_s = 7.01 \text{ KN.m, } A = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A}{b d} = \frac{100 \times 3.39}{20 \times 28} = 0,6 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,885 \\ \kappa_1 = 28.48 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{7.01 \times 10^6}{0,885 \times 280 \times 339} = 83.44 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{83.44}{28.48} = 2.92 \text{ MPA.} \quad \sigma_{bc} = 2.92 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{(condition vérifiée).}$$

c) Etat limite de déformation :**III.8.11. Vérification de la flèche : (BAEL 91/ Art B .6.5.2)**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

- 1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{300} = 0,1 \geq 0,0625 \dots \dots \dots (\text{condition vérifiée})$
- 2) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow \frac{30}{300} = 0,1 \geq \frac{7,09}{10 \times 8,15} = 0,08 \dots \dots (\text{condition non vérifiée})$
- 3) $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,39}{20 \times 28} = 0,0060 \leq 0,0105 \dots \dots \dots (\text{condition vérifiée}).$

La 2^{ème} condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$f = \frac{M_t^s L^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f}$$

E_v : module de déformation longitudinale du béton.

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa.}$$

\bar{f} : La flèche admissible ;

E_v : module de déformation différée ;

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa ;}$$

I_{fv} : moment d'inertie fictif de la section ;

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda \mu} = 1,1 \times 45012,71 / 1 + (0,014 \times 0,018) = 49501,50$$

I_0 : moment d'inertie de la section homogénéisée calculé par rapport au centre de gravité de la section

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right] = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right]$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{5 \rho}$$

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

ρ : le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (% d'armatures) :

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

La contrainte dans les aciers tendus :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s}$$

Poutre principale :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right] = \frac{20 \times 30^3}{12} + 15 \left[3.39 \left(\frac{30}{2} - 2 \right)^2 \right] = 45012.71 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{3.39}{20 \times 28} = 0,6\%$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{5\rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{5 \times 0,6} = 0,014$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}; 0 \right\} = 1 - 1,75 \times 2,1 / 4 \times 0,6 \times 83,44 + 2,1 = \max \{0,018; 0\} = 0,018$$

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{300}{500} = 0,6 \text{ cm}$$

$$f = \frac{M_s L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{7,01 \times 10^5 (300)^2}{10 \times 10818,86 \times 49501,5 \times 10^2} = 0,11 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0,6 \text{ cm}$$

La condition est vérifiée

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

III.2.5) Escalier :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

III.2.5.1) Pré-dimensionnement :

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre des marches (n).
- La hauteur de la marche (h), le giron(g).
- L'épaisseur de la paillasse (e).
- giron (g)

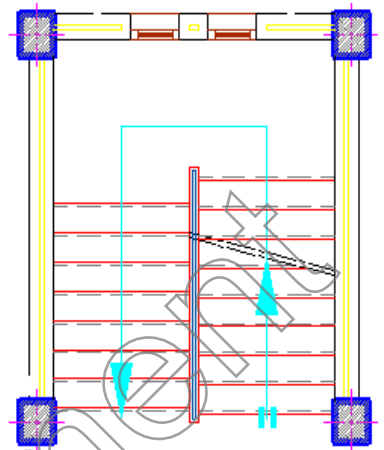


Fig III.2.5.1): Vue en plans des escaliers

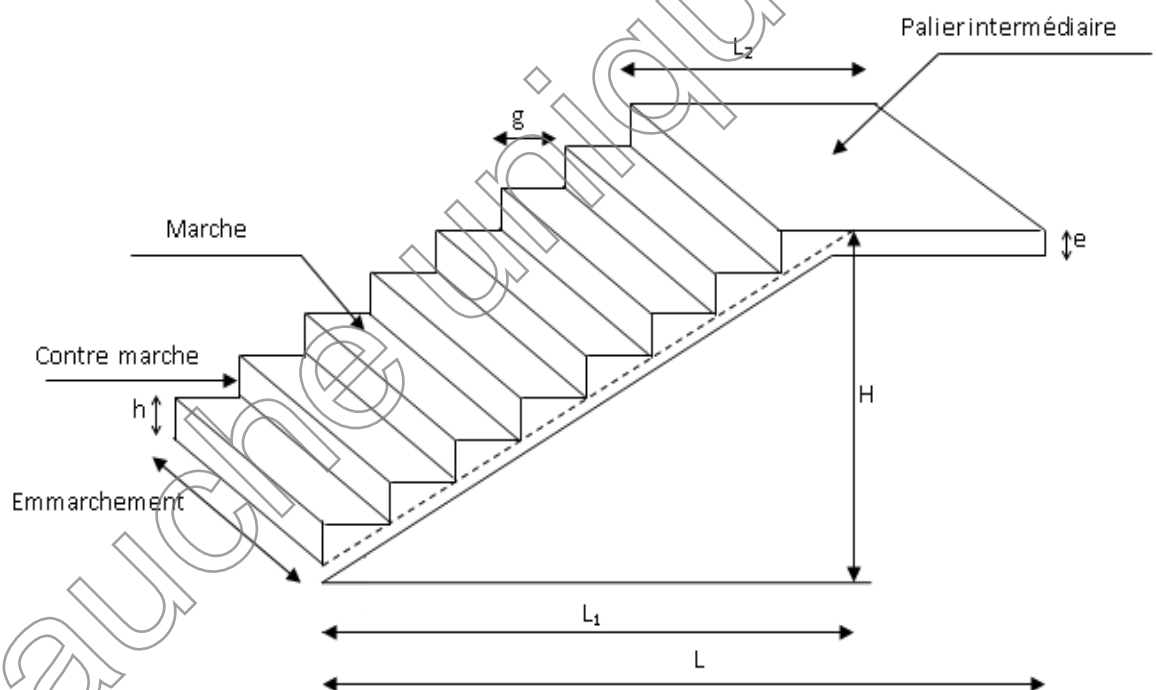


Fig III.2.5.2): système d'appuis.

❖ **Calcul de n, h et g :**

En tenant compte des dimensions données sur le plan. Les escaliers sont pré-dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** :

- **La hauteur de la marche h :**

On a: $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$; on prend : **h = 16 cm**.

- **Nombre de marches n :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{324}{16} = 20 \text{ marches.}$$

Donc on a 20 marches qui se divisent sur deux volées l'une a 10 marches et la deuxième a 9 marches.

- **Le giron g :**

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{314-15}{9} = 33.22 \text{ cm}$$

❖ **Vérification de la relation de BLONDEL :**

$$60\text{cm} \leq 2h+g \leq 66 \text{ cm.}$$

$$2h+g = (2 \times 16) + 33 = 65 \text{ cm.}$$

$60 \text{ cm} \leq 2h+g = 65 \text{ cm} \leq 66\text{cm} \Rightarrow$ **La condition est vérifiée donc l'escalier est confortable.**

Épaisseur de la paillasse et du palier :

L'épaisseur de la paillasse et du palier (e_p) est donnée par la relation : $\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$

Avec :

L : longueur réelle de la paillasse et du palier (entre appuis) : $L = L_1 + L_2 + L_3$

L_1 : longueur de la paillasse projetée.

L_2 : longueur du 1^{er} palier.

L_3 : longueur du 2^{em} palier.

$$\text{Tg}\alpha = 162 / 299 = 0.541$$

$$\alpha = 28.41^\circ$$

$$L_1 = \frac{299}{\cos\alpha} = 340 \text{ cm}, L_2 = 110 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } L = 340 + 110 = 450 \text{ cm.}$$

$$\text{D'où : } \frac{450}{30} \leq e_p \leq \frac{450}{20} \Rightarrow 15 \text{ cm} \leq e_p \leq 22.5 \text{ cm}$$

Soit : **$e_p = 20 \text{ cm.}$**

N.B : On prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

III.2.5.2) Détermination des charges et surcharges :

Le calcul s'effectuera pour une bande de (1m) d'emmarchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée. En considérons une poutre simplement appuyée en flexion simple.

➤ **Les charges permanentes**

Le palier :

| Eléments | Poids(KN/m ²) |
|--|---------------------------|
| Poids propre de la dalle pleine en BA | $25 \times 0,20 = 5,00$ |
| Poids des revêtements : (sable + mortier + carrelage + enduit) (0,44+0,4+0,4+0,2) | 1,44 |
| Charge permanente totale | G₁=6,44 |

Tableau III.2.5.1) : Charge totale du palier

• **La volée :**

| Eléments | Poids (KN/m ²) |
|--|---|
| Poids propre de la pailleasse | $\frac{25 \times 0,20}{\cos \alpha} = 4,54$ |
| Poids des marches | $\frac{25 \times 0,16}{2} = 2$ |
| Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit) (0,44+0,4+0,4+0,2) | 1,44 |
| Poids de garde de corps (0,10x22) | 2,20 |
| Charge permanente totale | G₂ = 10,38 |

Tableau III.2.5.2) : Charge totale de la volée

➤ **Les surcharges d'exploitation :**

Selon le (DTR C2-2) pour une construction a usage d'habitation : **Q = 2,5 KN / m².**

III.2.5.3) Combinaison des charges :

ELU: $q_u = (1,35G + 1,5 Q) \times 1 \text{ m.}$

Palier : $q_{u1} = (1,35 \times 6,44 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 12,44 \text{ KN / ml.}$

Volée : $q_{u2} = (1,35 \times 10,38 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 17,76 \text{ KN / ml.}$

ELS: $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m.}$

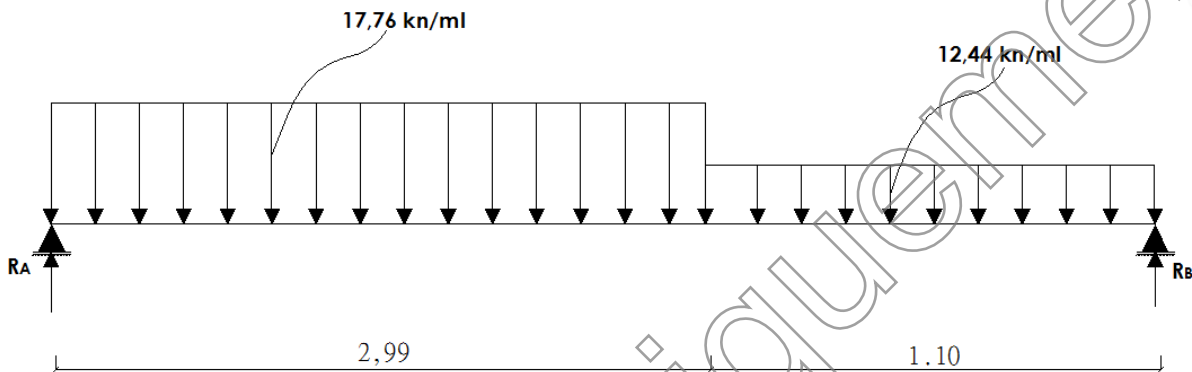
Palier : $q_{s1} = (6,44 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 8,94 \text{ KN / ml.}$

Volée : $q_{s2} = (10,38 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 12,88 \text{ KN / ml}$.

1. Calcul des moments et effort tranchant à l'ELU :

Pour déterminer les efforts dans la paillasse et les paliers, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (paillasse + paliers) comme une poutre reposant sur deux appuis simples et en considérant la projection horizontale de la charge q sur la paillasse d'une portée projetée $L_p = 2,39 \text{ m}$.

Les réactions aux appuis :



FigIII.2.5.3) : Schéma statique des escaliers.

D'après les formules de l' RDM :

$$\Sigma F = 0 ; R_A + R_B = (17,76 \times 2,99) + (12,44 \times 1,1) = 66,78 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 66,78 \text{ KN}$$

$$\Sigma M / B = 0 \Rightarrow (17,76 \times 2,99^2 / 2) + (12,44 \times 1,1 \times 3,54) = R_A \times 4,09$$

$$\Rightarrow R_B = 31,25 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 66,78 \text{ KN} \Rightarrow R_A = 35,53 \text{ KN}$$

- **Calcul des moments fléchissant et les efforts tranchant:**

| Tronçon(m) | Effort tranchant (Ty) | Moments fléchissant | x (m) | Ty (kN) | Mz(kN .m) |
|----------------------|----------------------------|-----------------------------|-------|---------|-----------|
| $0 \leq x \leq 2,99$ | $(35,53 - 17,76x)$ | $(-17,76x^2/2) + (35,53 x)$ | 0 | 35,53 | 0 |
| | | | 2,99 | -17,57 | 26,86 |
| $0 \leq x \leq 4,09$ | $-12,44(x - 2,99) - 17,76$ | $(31,25x) - (12,44x^2/2)$ | 2,99 | -17,57 | 26,86 |
| | | | 4,09 | -31,26 | 0 |

TableauIII.2.5.3): Résumé des efforts tranchant et des moments fléchissant.

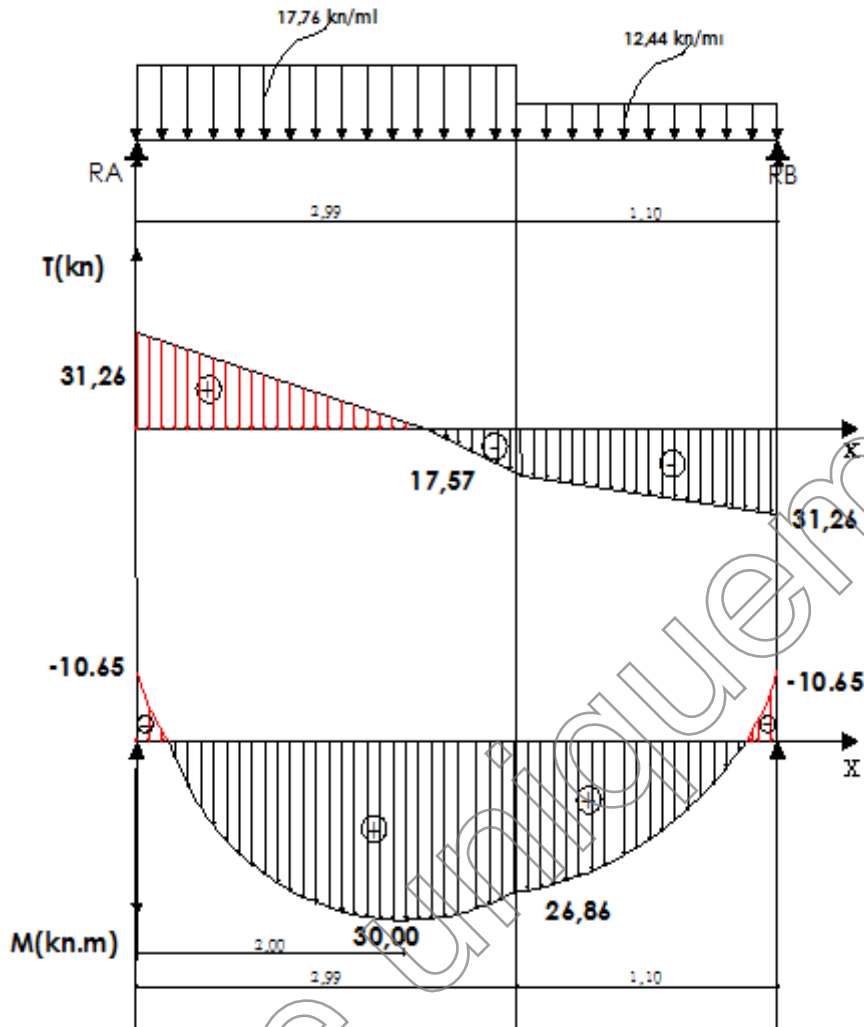


Fig III.2.5.4) : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU

• **Remarque :**

Compte tenu du semi encastrement a l'extrémité de l'appui A, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau de l'appui A et en travée. $\frac{dM_z(x)}{dx} = 0$

$$17,76x + 35,53 = 0 \Rightarrow X = 200 \text{ m}$$

Le moment $M_z(x)$ est maximum pour la valeur $X = 2 \text{ m}$. Donc $M_z^{\text{MAX}} = 35,53 \text{ KN.m}$

- $M_{\text{Appui}} = -0,3 \times 35,53 = -10,65 \text{ KN.m}$
- $M_{\text{travée}} = 0,85 \times 35,53 = 30,00 \text{ KN.m}$

Ferrailage (calcul d'armatures à l'ELU) :

Etude d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple.

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$.

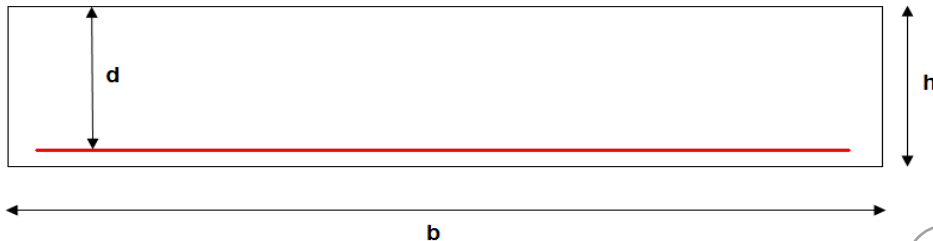


Fig III.2.5.5) : coupes schématique sur la section à prendre dans les calculs.

En travée :

$M_a = 30,00 \text{ KN.m}$

➤ **Armatures longitudinales :**

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{30,00 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,064$$

$\mu_t = 0,065 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA)

$$\mu_t = 0,064 \Rightarrow \beta_t = 0,967$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta_t \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{30 \times 10^3}{0,967 \times 18 \times 348} = 4,95 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow A_{st} = 5 \text{ HA12} = 5,655 \text{ cm}^2$ avec un espacement de : $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_{rt} = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{5,655}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{rt} = 4 \text{ HA10} / \text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement de : $S_t = 25 \text{ cm}$

Aux appuis :

$M_a = 10,65 \text{ KN.m}$

➤ **Armatures longitudinales : $b=100 \text{ cm}$**

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10,65 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,022$$

$\mu_a = 0,022 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA)

$$\mu_a = 0,022 \Rightarrow \beta_a = 0,989$$

$$A_{sa} = \frac{Ma}{\beta_a \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{10,65 \times 10^3}{0,989 \times 18 \times 348} = 1,70 \text{ cm}^2$$

⇒ Soit : $A_{st} = 5 \text{ HA10} = 3,93 \text{ cm}^2$ avec un espacement de : $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_{rt} = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,18 \text{ cm}^2$$

➤ Soit : $A_{rt} = 4 \text{ HA10} / \text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement de : $S_t = 25 \text{ cm}$

2. Vérification à l'ELU :

a) **Condition de non fragilité : (BAEL 99 Art A.4.2.1) :**

Le ferrailage de l'escalier doit satisfaire la CNF : $A_s \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = \frac{0,23bd f_{t28}}{f_e} \quad A_{\min} = \frac{0,23(100)(18)2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$A_{sa} = 5 \text{ HA12} = 5,655 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

En travée :

$$A_{st} = 6 \text{ HA10} = 4,71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

b) **Espacement des barres : (B.A.E.L91 Art A 8.2.4.2) :**

En travées :

Armatures longitudinales : $S_t = 20 \text{ cm} < \text{Min} \{3 h_t, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$
 ⇒ **Condition vérifiée.**

Armatures répartitions : $S_t = 25 \text{ cm} < \text{Min} \{4 h_t, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$
 ⇒ **Condition vérifiée.**

(Avec : $h_t = 20 \text{ cm}$)

Aux appuis :

Armatures longitudinales : $S_t = 15 \text{ cm} < \text{Min} \{3 h_t, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$
 ⇒ **Condition vérifiée.**

Armatures répartitions : $S_t = 20 \text{ cm} < \text{Min} \{4 h_t, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$
 ⇒ **Condition vérifiée.**

(Avec : $h_t = 20 \text{ cm}$)

c) **Vérification au cisaillement : [BAEL99 Art 5.1.1, 211]**

Fissuration peut nuisible :

$$\tau_u = \min \left(0,2 \frac{f_c}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{Tu^{\max}}{b \times d} \text{ Avec : } Tu^{\max} = 35,53 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{35,53 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,197 \text{ MPa} \quad \tau_u = 0,197 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \Rightarrow \text{la Condition est vérifiée.}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton :**

$$Tu \leq 0,4b (0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 100 \times (0,9 \times 18) \times \frac{25}{1,5} = 1080 \text{ KN} > Tu_{\max} = 35,53 \text{ KN}$$

\Rightarrow la Condition est vérifiée.

- **Influence des armatures :** il faut avoir :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(v_u^{\max} + \frac{Ma}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(35,53 + \frac{-10,65 \times 10^2}{0,9 \times 18} \right) = -0,29 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 4,71 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow La Condition est vérifiée.

c) Vérification de l'adhérence des barres: [BAEL99/art A.6.1.1, 3]

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i}$$

Avec :

τ_{se} = La contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

Aux appuis :

$\sum u_i$ Somme des périmètres Utiles des barres

$$\sum u_i = n \times \Phi \times \pi = 5 \times 0,12 \times 3,14 = 1,884 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{35,53}{0,9 \times 180 \times 1,884} = 0,1147 \text{ MPa} \quad \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

En travée :

$\sum u_i$ Somme des périmètres Utiles des barres

$$\sum u_i = n \times \Phi \times \pi = 6 \times 0,10 \times 3,14 = 1,884 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{30}{0,9 \times 180 \times 1,884} = 0,0982 \text{ MPa} \quad ; \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

d) Ancrage des barres aux appuis (BAEL 91/Art. A.6.1, 221) :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \quad ; \quad \tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{1,20 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32$$

Les règles de BAEL91 modifier99 admettent que l’ancrage d’une barre rectiligne terminé par un crocher normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesuré hors crochet est au moins égale 0.4 l_s pour les ACIERS HA.

$$l_a = 0.4l_s = 0.4 \times 42,32 = 16,90\text{cm.} \quad \text{soit} \quad L_a = 17\text{cm}$$

III.2.5.4) Calcul des moments et effort tranchant à l’ELS :

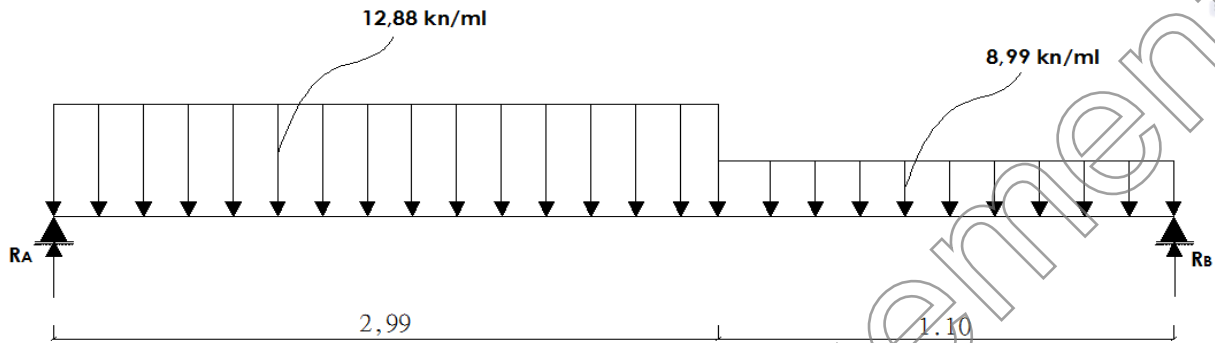


Fig III.2.5.6) : schéma statique à l’ELS.

$$\Sigma F = 0 ; \quad R_A + R_B = (2,99 \times 12,88) + (8,99 \times 1,1)$$

$$R_A + R_B = 48,34 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_{/B} = 0 \rightarrow (2,99 \times 2,595 \times 12,88) + (8,94 \times (1,10^2/2)) = R_A (4,09)$$

$$\Rightarrow R_A = 25,75 \text{ KN.}$$

$$R_A + R_B = 48,34 \text{ KN} \Rightarrow R_B = 20,58 \text{ KN}$$

- Calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants:

| Tronçon(m) | Effort tranchant (Ty) | Moments fléchissant | x (m) | Ty (kN) | M _z (kN.m) |
|--------------|-----------------------|-------------------------------------|-------|---------|-----------------------|
| 0 ≤ x ≤ 2,99 | -12,88x + 25,75 | -12,88(x ² /2)+25,75(x) | 0 | 25,75 | 0 |
| | | | 2,99 | -12,76 | 19,41 |
| 0 ≤ x ≤ 1,1 | -8,94x-22,58 | -4.47x ² +22.58x | 0 | -22,58 | 19,41 |
| | | | 1.1 | -12,746 | 0 |

Tableau III.2.5.4): Résumé des efforts tranchant et des moments fléchissant.

Remarque :

Compte tenu du semi encastrement a l’extrémité de l’appui A, on porte une correction à l’aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau de l’appui A et en travée.

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0$$

$$-12,88 x + 25,75 = 0$$

$$\Rightarrow X = 1,99\text{m (de la gauche)}$$

Le moment $M_z(x)$ est maximum pour la valeur $X = 1,99$ m.

Donc : $M_z^{Max} = 25,74 \text{ KN.m}$

- $M_{Appui} = - 0,3 \times 25,74 = - 7,72 \text{ KN.m}$
- $M_{Travée} = 0,85 \times 25,74 = 21,82 \text{ KN.m}$

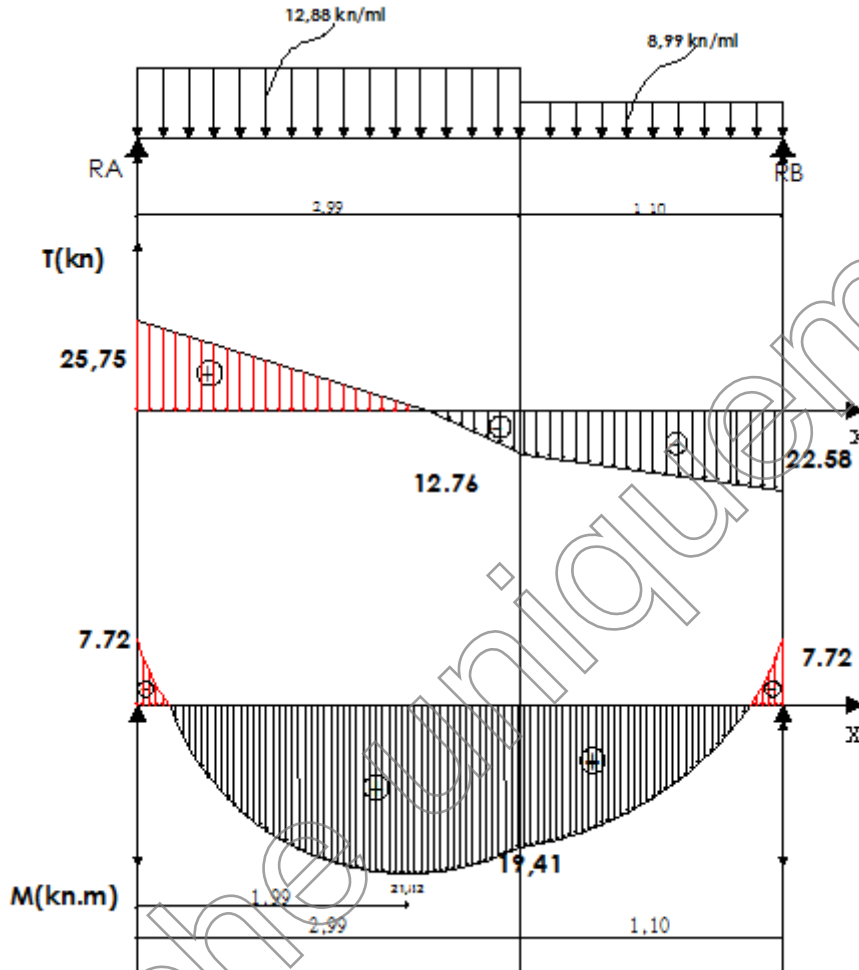


Fig III.2.5.7) : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELS :

1) Les vérifications à l'ELS :

❖ Etat limite d'ouvertures des fissures (BAEL 91/Art.A.4.5.3) :

Tous les éléments de l'escalier sont protégés, donc la fissuration est considérée comme peu nuisible vérifiée n'est à effectuer.

❖ contrainte de compression dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$

Aux appuis : $A_{sa} = 5,65 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_{sa}}{b \times d} = \frac{100 \times 5,655}{100 \times 18} = 0,316$$

$$\rho = 0,316 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,912 \\ K = 41,82 \end{cases} \quad \sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{7,72 \times 10^3}{0,912 \times 18 \times 5,655} = 83,16 \text{ MPa} < \sigma_s' = 348$$

MPa \Rightarrow **Condition vérifiée**

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / k = 83,16 / 41,82 = 1,98 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En travée : $A_{st} = 5,655 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 5,655}{100 \times 18} = 0,316$$

$$\rho = 0,316 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,912 \\ K = 41,82 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{21,88 \times 10^3}{0,912 \times 18 \times 5,655} = 235,68 \text{ MPa} < \sigma_s' = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / k = 235,68 / 41,82 = 5,63 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Etat limite d'ouverture des fissures :**

❖ **Etat limite de déformation :**

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}; \frac{A_s}{db_0} \leq \frac{4,2}{fe}; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$l = \frac{2,99}{\cos 28,41} = 339 + 110 = 450 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{450} = 0,044 < \frac{1}{16} = 0,063 \quad \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{db_0} = \frac{5,655}{100 \times 18} = 0,0031 < \frac{4,2}{400} = 0,01 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{M_t}{10M_0} = \frac{21,88}{10 \times 25,74} = 0,085 > \frac{h}{l} = \frac{20}{450} = 0,044 \quad \text{condition non vérifiée}$$

Les conditions non vérifiées donc on procédera au calcul de la flèche :

Calcul de la flèche : (Article B6.5.2/ BAEL91/99) :

La condition non vérifiée, on passe au calcul de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$q_s = 14,11 \text{ KN/ml.}$$

E_v : Module de déformation différé.

$$E_v = 3700\sqrt{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I_{fv} : moment d'inertie de la section homogène par rapport au centre de gravité.

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu}$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène.

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times (20)^2}{2} + (15 \times 5,655 \times 18) = 30537 \text{ cm}^3$$

B_0 : surface de la section homogène.

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 20) + (15 \times 5,655) = 2084,83 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{30537}{2084,83} = 14,65 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 14,65 = 5,35 \text{ cm.}$$

Donc, le moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b}{3} (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A_t \times (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times ((14,65)^3 + (5,35)^3) + 15 \times 5,655 \times (5,35 - 2)^2 = 141643,28 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{b \times d} = \frac{5,655}{100 \times 18} = 0,00316.$$

Calcul des coefficients λ et μ :

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00316 \times 348 + 2,1} = 0,433$$

$$\lambda = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,00316 \times \left(2 + \frac{3 \times 100}{100} \right)} = 2,65$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = \frac{1,1 \times 141643,28}{1 + 2,65 \times 0,433} = 98584,33 \text{ cm}^3$$

\Rightarrow **Condition vérifiée.**

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{14,11 \times 10^3 \times 4,50^4}{10818,86 \times 10^6 \times 98584,33 \times 10^{-8}} \text{ Page } | \text{ 95 } < \bar{f} = \frac{420}{500} = 0,84 \text{ cm}$$

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisante pour le ferrailage de l'escalier d'où on adopte le même ferrailage sur tous les niveaux :

- **Aux appuis** : $A_{sa} = 5HA10/ml = 3,93cm^2$. Avec des espacements de : $S_t = 20cm$

$A_{ra} = 4HA10 / ml = 3,14 cm^2$. Avec des espacements de : $S_t = 25cm$

- **En travée** : $A_{st} = 5H12/ml = 5,655cm^2$. Avec des espacements de : $S_t = 20cm$

$A_{rt} = 4HA10 / ml = 3,14 cm^2$. Avec des espacements de : $S_t = 25cm$

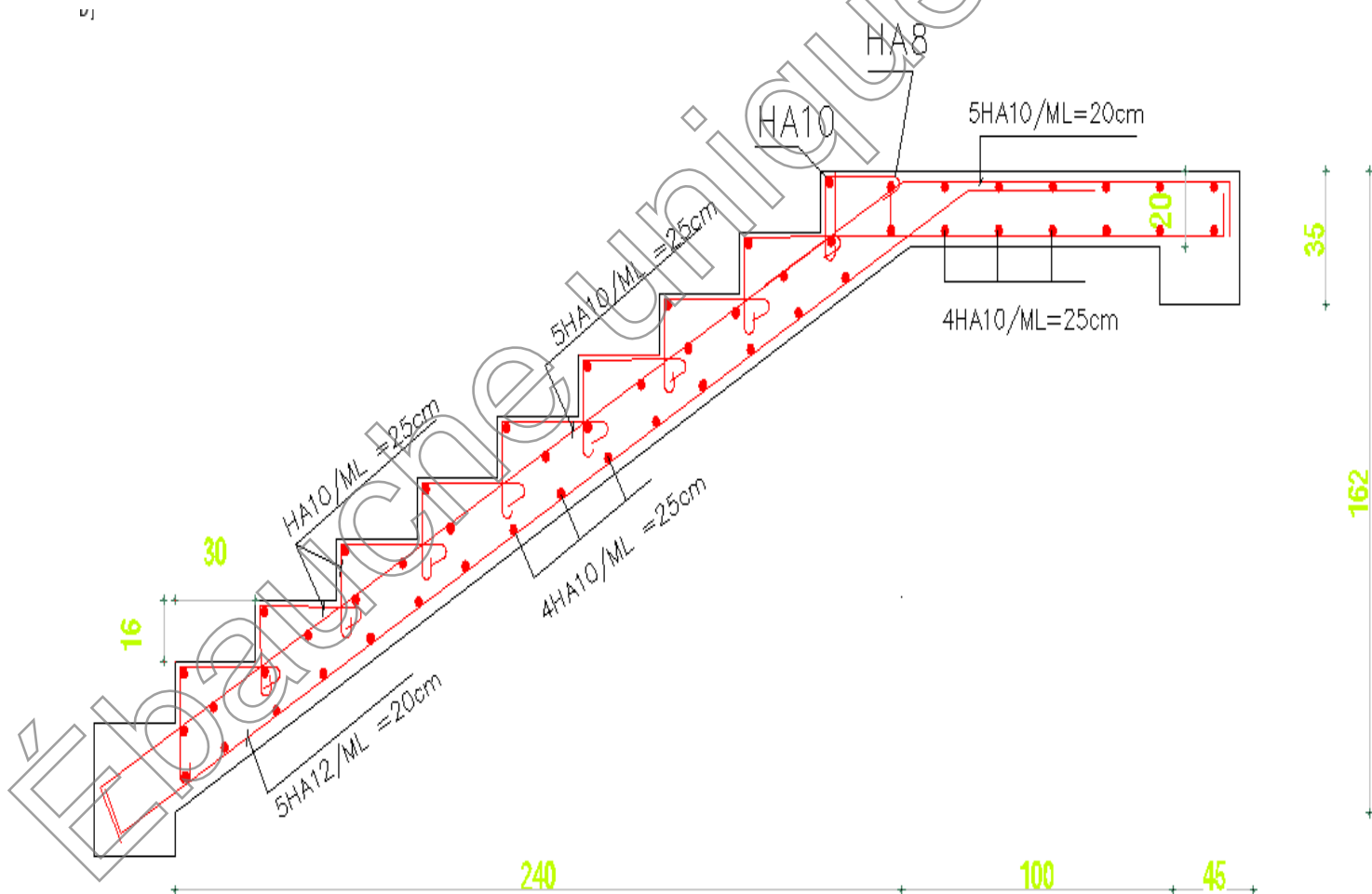


Fig III.2.5.8) : Ferrailage des escaliers.

III.6.1) Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire de dimension ($b \times h$). Elle est soumise à son poids propre et la réaction des escaliers. Elle est parfaitement encadrée à ses extrémités dans les deux poteaux.

Etant donné que l'escalier a deux paliers de repos, la poutre palière sera brisée partiellement encadrée dans les poteaux.

III.6.2.1 Pré dimensionnement :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

Avec : •h : hauteur de la poutre,

•b : largeur de la poutre,

•L : portée maximum entre nus d'appuis.

$$L=330\text{cm}$$

$$\frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10} \Rightarrow 22\text{cm} \leq h \leq 33\text{cm} ;$$

On opte pour : **h = 35cm**

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \Rightarrow 14\text{cm} \leq b \leq 24\text{cm} ;$$

On opte pour : **b = 35 cm**

➤ Vérification des conditions sur RPA :

$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h/b = 1,16 < 4$$

Section adoptée poutre palière \Rightarrow (30x35) cm²

III.6.2 Détermination des Charges et surcharges :

Elle est soumise à son poids propre, aux réactions du palier et aux poids du mur extérieur

$$(G_{me} = 2,99\text{KN/m}^2).$$

Poids propre de la poutre :

- Parties A et C : $0,30 \times 0,35 \times 25 = 2.62\text{KN/ML}$.
- Partie B : $0,30 \times 0,35 \times 25 \times \frac{1}{\cos 28.41} = 2.98\text{KN/ML}$.

Chargement dû aux réactions du palier :

- Parties A et C : 31.25KN.

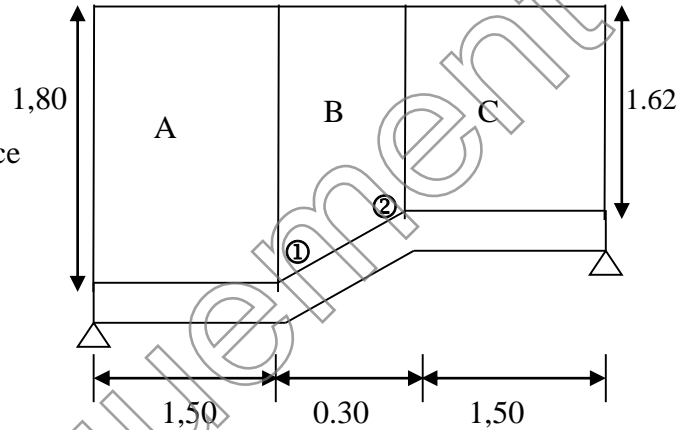
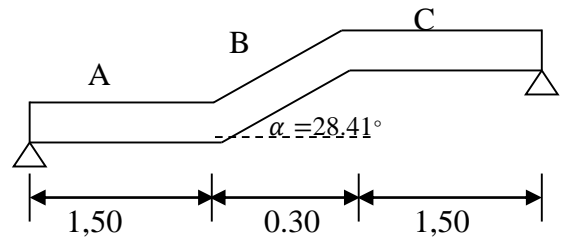
Chargement dû au poids du mur extérieur :

- Partie A: $2,99 \times 1,80 = 5,38 \text{KN/ML}$.
- Partie C : $2,99 \times 1,62 = 4,84 \text{KN/ML}$.
- Parties B:

- nous avons un chargement trapézoïdal mais dans le calcul on le considère comme un chargement uniformément réparti vu la distance de 30 cm dans la partie B

Point 1: $5,38 \text{KN/ML}$.

Point 2: $4,84 \text{KN/ML}$.



FigIII.2.6.1: Répartition des Chagres

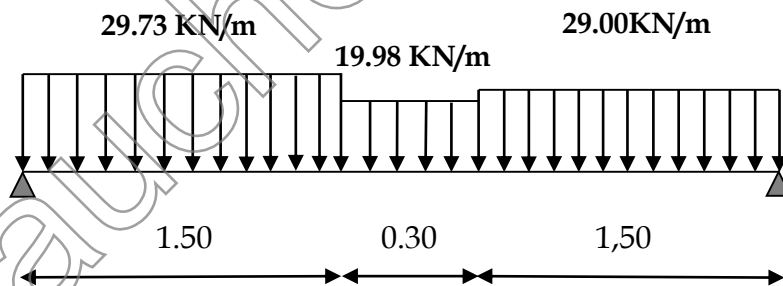
III6.3 Calcul des efforts internes :

1) Combinaison de charges à l'ELU :

$$q_u = 1,35G + \frac{2Tu}{L}$$

- Partie A: $q_u = 1,35(2,62 + 5,38) + 18,93 = 29,73 \text{KN/ML}$.
- Partie C: $q_u = 1,35(2,62 + 4,84) + 18,93 = 29,00 \text{KN/ML}$
- Partie B:
 Point 1 : $q_u = 1,35(2,98 + 6,44 + 5,38) = 19,98 \text{KN/ml}$.
 Point 2 : $q_u = 1,35(2,98 + 6,44 + 4,84) = 19,25 \text{KN/ml}$.

On adopte pour la partie B: $q_u = 19,98 \text{KN/ml}$.



FigIII.2.6.2 :Diagramme des charges est surcharge

2) Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = (29,73 \times 1,50) + (19,98 \times 0,30) + (29,00 \times 1,50)$$

$$R_A + R_B = 94,08 \text{ KN.}$$

$$\sum M / A = 0$$

$$\frac{29,73 \times 1,50^2}{2} + 19,98 \times 0,30 \left(\frac{0,3}{2} + 1,50 \right) + 29,00 \times 1,50 \left(\frac{1,50}{2} + 1,80 \right) = R_B \times 3,30$$

$$R_A = 47,34 \text{ KN et } R_B = 46,74 \text{ KN.}$$

○ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,50\text{m}$

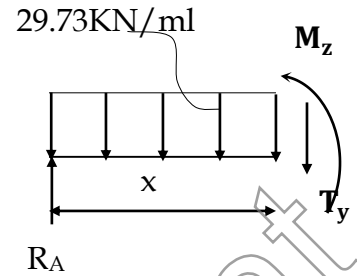
$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -14.86x^2 + 47.34x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=1,50 \rightarrow M_z = 37.57 \text{ KN.m}$

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -29.73x + 47.34$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 47.73 \text{ KN}$.
- Pour $x=1,55 \rightarrow T_y = 3.13 \text{ KN}$



○ 2^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 0.3$

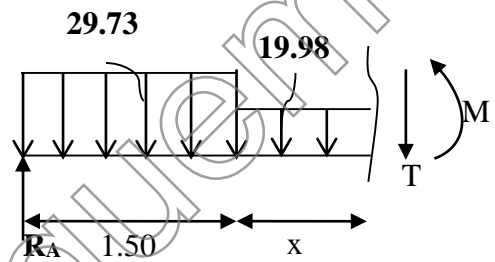
$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -9.99x^2 + 3.13x + 37.57$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 37.57$
- Pour $x=0.3 \rightarrow M_z = 37.52 \text{ KN.m}$

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -19.98x + 3.13$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 3.13 \text{ KN}$
- Pour $x=0.3 \rightarrow T_y = -2.86 \text{ KN}$



○ 3^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1,50\text{m}$

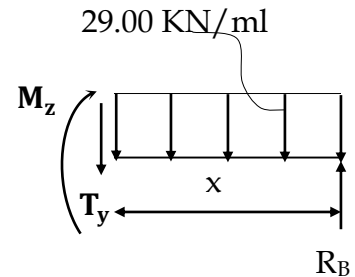
$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -14.5x^2 + 46.74x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=1,50 \rightarrow M_z = 37.48 \text{ KN.m}$

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -29.00x + 46.74$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 46.74 \text{ KN}$.
- Pour $x=1.50 \rightarrow T_y = 3.24 \text{ KN}$



▪ **Remarque :**

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 :

Aux appuis

$$M_a = -0,3 \cdot M_z^{\max} = -0,3 \times 37,57 = -11,27 \text{ Kn.m}$$

En travée

$$M_t = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 0,85 \times 48,62 = 31,93 \text{ Kn.m}$$

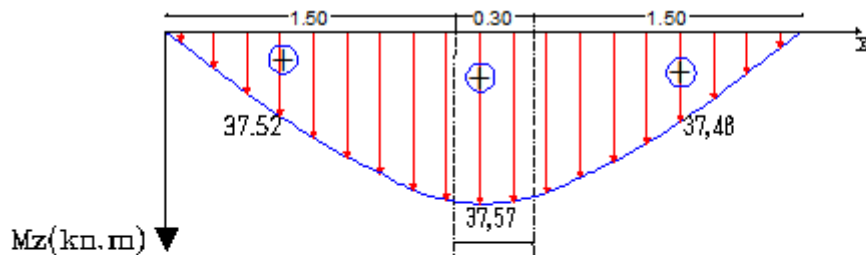


Fig III.2.6.2 Diagramme des moments fléchissant

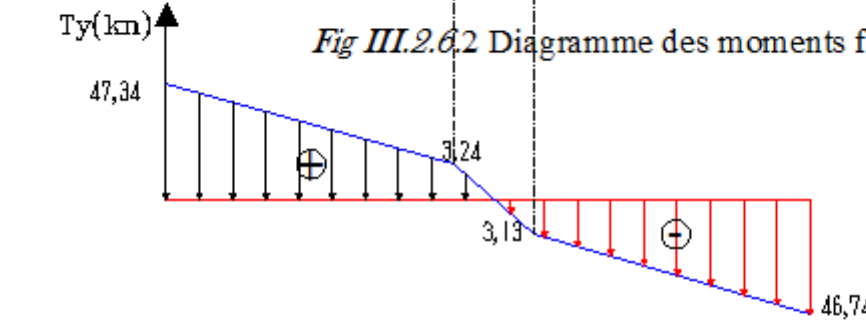
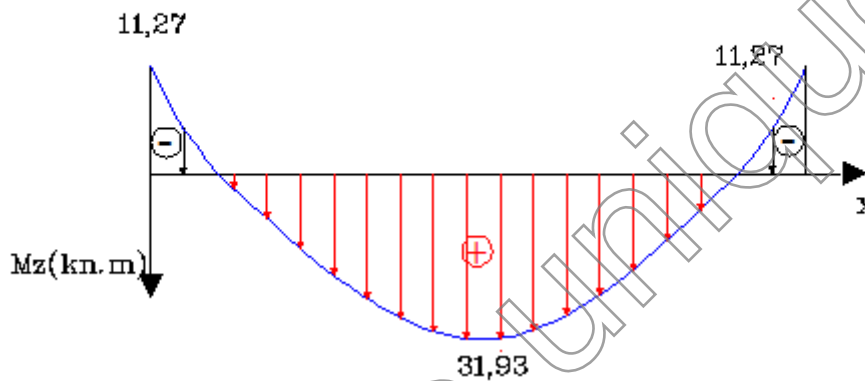


Fig III.2.6.3 Diagramme des efforts tranchants



3) Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Le ferrailage va se faire avec les moments max à l'ELU.

$$M_{a_{\max}} = 11,27 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_{\max}} = 31,93 \text{ KN.m}$$

En travée :

Le moment max en travée est : $M_{t_{\max}} = 31,93 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{31,93 \times 10^5}{30 \times 33^2 \times 14,2 \times 100}$$

$$\mu = 0,068 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,068 \Rightarrow \beta = 0,965$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{31,93 \times 10^5}{0,965 \times 33 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 2,88 \text{ cm}^2$$

Soit : **3 HA12 = 3,39 cm².**

Aux appuis :

Le moment max aux appuis est : $M_{a \max} = 11.27 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11.27 \times 10^5}{30 \times 33^2 \times 14.2 \times 100}$$

$$\mu = 0,024 \Rightarrow \beta = 0.988$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11.27 \times 10^5}{0,988 \times 33 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 0.99 \text{ cm}^2$$

Soit : **3 HA12 = 3.39 cm²**.

- **Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux : (Art 7.5.2.1/RPA2003)....[2]**

Le **pourcentage total minimum** des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

$$A_{s \text{ total}} = 3 \text{ HA12} + 3 \text{ HA12} = 6.78 \text{ cm}^2 > 0.005 \times b \times h = 5.25 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

III6.4. Vérification à l'ELU :**1) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)..... [2]**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

En travée :

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 33 \times 2.1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ad}} = 3.39 \text{ cm}^2 > 1.19 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Aux appuis :

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 33 \times 2.1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ad}} = 3.39 \text{ cm}^2 > 1.19 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

2) Contrainte tangentielle: (Art.A.5.1,1/ BAEL91)..... [2]

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$

Calcul de $\bar{\tau}_u$:

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

Donc : $\bar{\tau}_u = 3.33 \text{Mpa}$

Calcul de τ_u :

$V_{\max} = 47.34 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{47.34 \times 10^3}{300 \times 330} \quad ; \text{ Donc : } \tau_u = 0,47 \text{Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{CV}$$

3) Entraînement des barres :(Art.A.6.1, 3 / BAEL91).... [2]

Pour qu'il n'y est pas entraînement 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 $\bar{\tau}_{se}$:

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A.)}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa.}$$

Calcul de τ_{se} :

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = 3 \times 3,14 \times 12 + 3 \times 3,14 \times 12 = 226.08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{47.34 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 226.08} \quad ; \text{ Donc : } \tau_{se} = 0.70 \text{Mpa.}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{CV}$$

4) Longueur du scellement droit :(Art A.6.1, 22 / BAEL91)..... [2]

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} :

$$\tau_{su} = 0.6\psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa.}$$

$$L_s^1 = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42.32 \text{ cm} ; \text{ On prend } L_s = 50 \text{ cm.}$$

Pour des raisons pratiques, il est nécessaire d'adopter un crochet normal. D'après le BAEL 91, la longueur nécessaire pour les aciers HA est $L_s = 0.4 L_s = 20 \text{ cm}$

5) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

❖ **Appuis de rive : (Art 5.1.1312 / BAEL91),..... [2]**

On doit prolonger au-delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{47.34 \cdot 10^3}{348.100} = 1,36 \text{ cm}^2 ; A_{st \text{ adopté}} = 3.39 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}}$ **Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes**

6) Influence de l'effort tranchant sur le béton :(Art A.5.1, 313 / BAEL91)..... [2]

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} = \frac{2 \times 47.34 \times 10^3}{300 \times 0,9 \times 330} = 1,06 \text{ Mpa.}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{CV}$$

7) Calcul des armatures transversales

Diamètre armatures transversales :(Art A.7.2 / BAEL91)..... [2]

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \varphi_1, \frac{b}{10} \right)$$

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{350}{35}, 12, \frac{300}{10} \right) \right\} \Rightarrow \text{soit : } \varphi_t = 8 \text{ mm.}$$

Nous adopterons 1cadre et un étrier en $\Phi 8$; Donc: $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :(Art.A.5.1, 232 / BAEL91) [2]

$$S_t = \frac{2.01 \times 0.9 \times 4.00}{(0.47 - 0.3 \times 2.1) \times 1.15 \times 25} < 0$$

Le béton parvient lui seul à reprendre les efforts de traction du au cisaillement. Cependant nous allons adopter des armatures transversales avec un espacement déterminé à partir des règlements.

Espacement max des armatures transversales : Art A.5.1, 22 / BAEL91..... [2]

$$S_{t \max} \leq \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(29.7 ; 40 \text{ cm}) = 29.7 \text{ cm}$$

Exigences du RPA pour les aciers transversales :(Art 7.5.2.2/RPA2003)..... [2]

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\varphi \right) = \min \left(\left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 1.2 \right\} \right) = \min (8.75 \text{ cm} ; 14.4 \text{ cm}) = 8.75 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_{t \max} \leq \min (29.7 \text{ cm} ; 8.75 \text{ cm}) = 8.75 \text{ cm.}$$

On opte pour un espacement de **8cm**

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm.}$$

$$\text{Soit : } S_{t \max} \leq \min(29.7 \text{ cm} ; 17.5 \text{ cm}) = 17.5 \text{ cm}$$

On opte pour un espacement de **20cm**

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

$$A_{\min} = 0.003 S_t \times b$$

$$A_{\min} = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adopté}} > A_{\min} \text{ du RPA} \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **Pourcentage minimum des armatures transversales::(Art 5.1,22/BAEL91)..[2]**

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > \frac{0.4bst}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0.4 \times 30 \times 20}{400} = 0.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} > A_{\min} \text{ du BAEL} \dots \dots \dots \text{CV}$$

III6.5 Vérification à l'ELS :

$$V_{\max} = 25.75 \text{ kN}$$

Combinaison de charges à l'ELS :

Partie A: $q_s = (2.62 + 5.38 + \frac{2 \times 25.75}{3.3}) + (2.5) = 23.60 \text{ kN/ml}.$

Partie C : $q_s = (2.62 + 4.84 + \frac{2 \times 25.75}{3.3}) + (2.5) = 23.06 \text{ kN/ml}$

Partie B: $1-2 : q_s = (2.98 + 6.44 + 5.38) + (2.5) = 17.30 \text{ kN/ml}.$

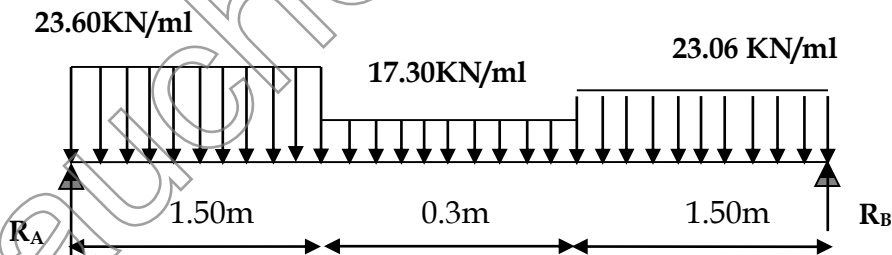


Fig. Schéma statique de la poutre brisée à l'ELS.

2)-Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 23.60 \times 1.50 + 17.30 \times 0.3 + 23.06 \times 1.50$$

$$R_A + R_B = 75.18 \text{ KN}.$$

$$\sum M /_A = 0$$

$$23.60 \times 1.50 \times 0.750 + 17.30 \times 0.3 \times 1.65 + 23.06 \times 1.50 \times 2.625 = R_B \times 3.3$$

$R_B = 38.15\text{KN}$ et $R_A = 37.03\text{KN}$.

➤ 1^{er} tronçon : $0\text{m} \leq x \leq 1.50\text{m}$

$$\sum M/\delta = 0$$

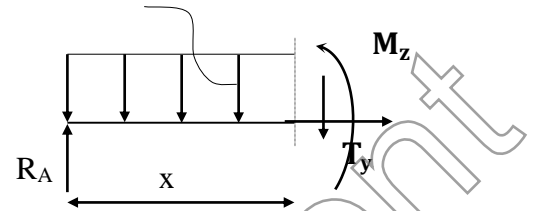
$$M_z = -11.80x^2 + 37.03x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=1.50 \rightarrow M_z = 28.99\text{KN.m}$

$$T_y = -23.60x + 37.03$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 37.03\text{KN}$.
- Pour $x=1.50 \rightarrow T_y = 1.63\text{KN}$.

23.60KN/ml



➤ 2^{eme} tronçon : $0\text{m} \leq x \leq 0.3\text{m}$

$$\sum M/\delta = 0$$

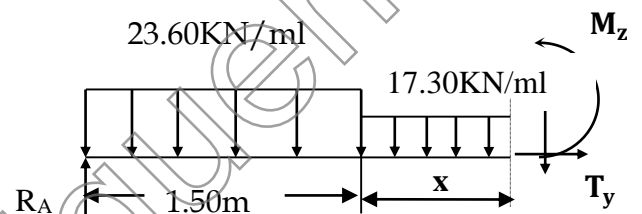
$$M_z = -8.65x^2 + 17.30x + 28.99$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 28.99\text{KN.m}$
- Pour $x=0.3 \rightarrow M_z = 33.40\text{KN.m}$

$$T_y = -17.30x + 1.63$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 1.63\text{KN}$
- Pour $x=0.3 \rightarrow T_y = -3.56\text{KN}$

23.60KN/ml



➤ 3^{eme} tronçon : $0\text{m} \leq x \leq 1.50\text{m}$

$$\sum M/\delta = 0$$

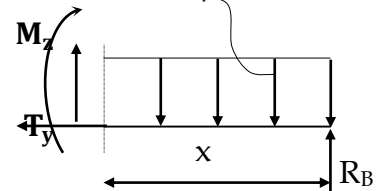
$$M_z = -11.53x^2 + 38.15x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=1.5 \rightarrow M_z = 31.28\text{KN.m}$

$$T_y = 23.06x - 38.15$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = -38.15\text{KN}$.
- Pour $x=1.50 \rightarrow T_y = -3.56\text{KN}$.

23.06 KN/ml



Remarque :

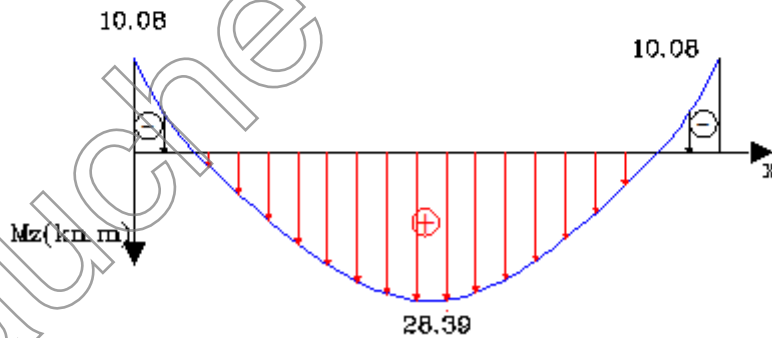
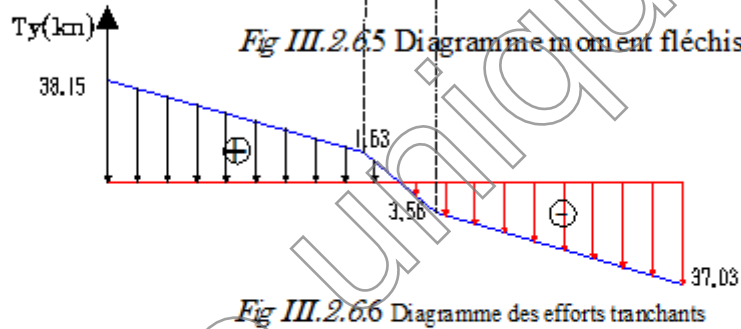
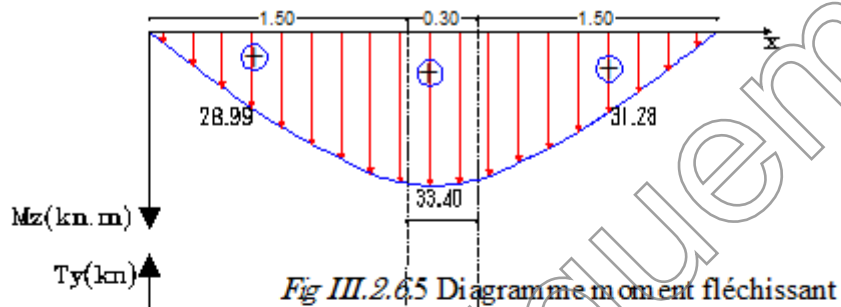
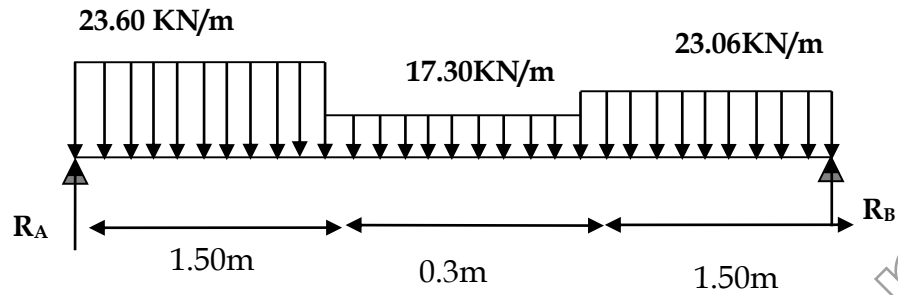
Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie

M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

-Aux appuis : $M_a = -0,3 \cdot M_z^{\max} = -0,3 \times 33.40 = -10.02\text{Kn.m}$.

-En travée : $M_t = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 0,85 \times 32.80 = 28.39\text{Kn.m}$.

3)-Diagramme des moments à l'ELS :



A) Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91).....[2]

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.

B) Etat limite de compression de béton :(Art. A.4.5,2 /BAEL91).....[2]

En travée :

- Contrainte dans l'acier

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.39}{30 \times 33} \times 100 = 0,342$$

$$\rho_1 = 0,342 \Rightarrow k_1 = 39.95 \text{ et } \beta_1 = 0.909$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{28.39 \times 10^6}{0,909 \times 330 \times 339} ; \text{ Donc } \sigma_{st} = 279.18 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 279.18 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Contrainte dans le béton

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc } : \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{279.18}{39.95} \text{ Donc } \sigma_{bc} \leq 6.98 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.98 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Aux appuis :

- Contrainte dans l'acier :

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.39}{30 \times 33} \times 100 = 0.342$$

$$\rho_1 = 0.342 \Rightarrow k_1 = 39.95 \text{ et } \beta_1 = 0.909$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{10.08 \times 10^6}{0.909 \times 330 \times 339} ; \text{ Donc } : \sigma_{st} = 99.12 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 99.12 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Contrainte dans le béton :

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc } : \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{99.12}{39.95} ; \text{ Donc } : \sigma_{bc} = 2.48 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.48 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \text{CV}$$

C) Etat limite de déformation (Art B.6.8,424 /BAEL 91) :

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0.d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{35}{330} = 0.106$
- $\frac{1}{16} = 0.0625.$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- $\frac{A_s}{b.d} = \frac{3.39}{30 \times 33} = 0.0034$
- $\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01$

$$\frac{A_s}{b.d} < \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- $\frac{M_t}{10.M_0} = \frac{28.39}{10 \times 10.08} = 0.281$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10.M_0} \dots\dots\dots \text{CNV}$$

La condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche s'impose.

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\bar{f} = \frac{330}{500} = 0.66 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{q^{\max}_s L^4}{E_v I} \leq \bar{f}$$

$$q^{\max} = \max(23.69, 23.06) = 23.60 \text{ KN/ml}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{23.60 \times 330^4}{E_v I} \leq \bar{f}$$

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : module de déformation différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,865 \text{ MPa}$$

I : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section.

V_1 : position de l'axe neutre

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

B_0 : aire de la section homogène.

S_{xx} : moment statique par rapport à l'axe XX passant par la fibre extrême supérieur.

A_t : section d'armatures tendues

$$B_0 = b \cdot h + 15A_t = 100 \times 35 + 15 \times 3.39 = 3550.85 \text{ cm}^2$$

$$S_{xx'} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \cdot x \cdot d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times 35^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 33 = 62928.05 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{62928.05}{3550.85} = 17.72 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 35 - 17.72 = 17.28 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_A)^2 = \frac{100}{3}(17.72^3 + 17.28^3) + 15 \times 3.39(17.28 - 2)^2 = 369333.44 \text{ cm}^4$$

Ave $V_A = V_2 - C$

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée calculé par rapport au centre de gravité

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s^{\max} L^4}{E_v I} = \frac{5}{384} \times \frac{23.60 \times (3.30)^4 \times 10^3}{10818,865 \times 369333.44 \times 10^{-2}} = 0.009$$

$$f = 0.008 < \bar{f} = 0.68 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion : le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

Armatures longitudinales

- **3HA12filantes pour le lit inférieur.**
- **3HA 12filantes pour le lit supérieur.**

Armatures transversales

- **01cadre et 01 étrier enHA8.**

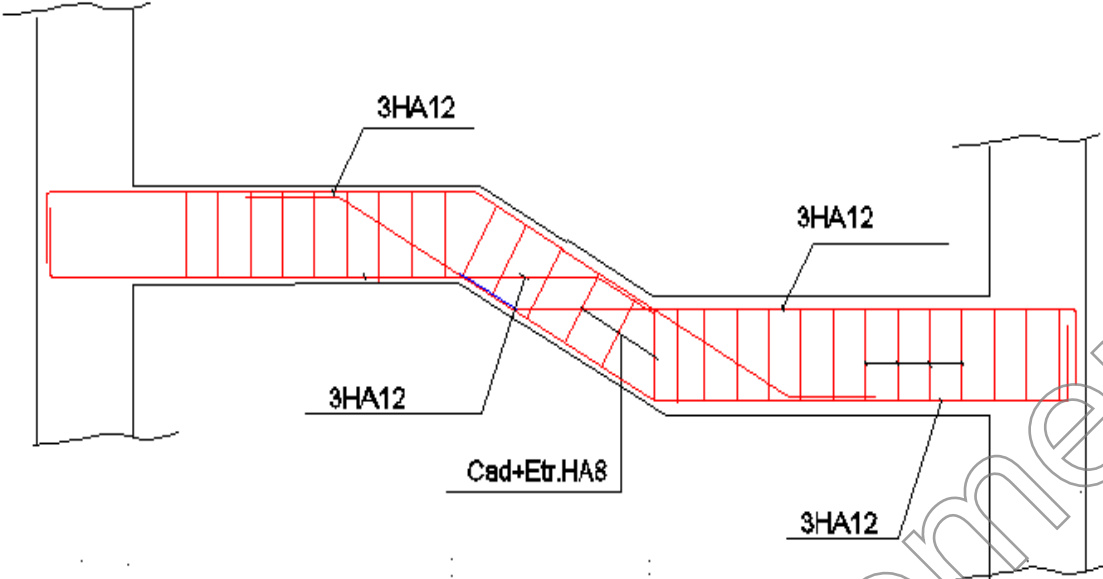


Fig. 2.6.7 ferrailage de poutre palière brisée

Ébauche uniquement

IV.1) INTRODUCTION :

Le contreventement est l'ensemble d'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des forces horizontales engendrées par le vent ou le séisme.

L'étude du contreventement est une étape importante et décisive dans l'étude de tout bâtiment, elle mérite le plus grand soin.

Un contreventement peut être assuré par :

- Des voiles ou murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage.
- Du système (poteaux – poutres) formant portiques étagés.
- Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou gaines présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.
- Une combinaison des deux systèmes suscités, formant un contreventement mixte ou portiques et refends rigidement liés travaillant conjointement pour faire face aux séismes.

D'où la nécessité de comparer l'inertie des refends par rapport à celle des portiques pour choisir un système de contreventement et connaître la répartition des sollicitations entre refend et portique.

IV.2) Caractéristiques géométriques des voiles

1. Inertie des voiles :

a. Voiles longitudinaux :

$$I_y = \frac{e.L^3}{12}$$

$$I_x = \frac{L.e^3}{12} \approx 0 \Rightarrow \text{On néglige l'inertie des voiles}$$

Longitudinaux par rapport à l'axe (x-x)

b. Voiles transversaux :

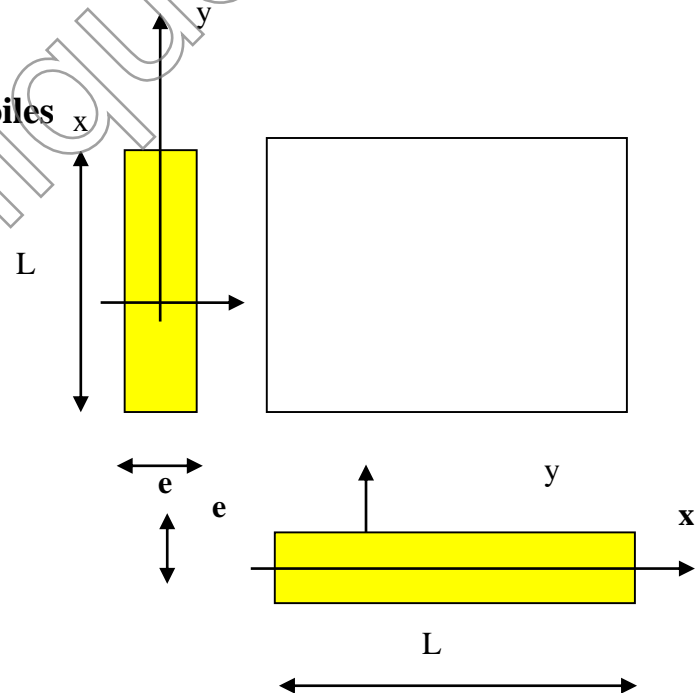
$$I_x = \frac{e.L^3}{12}$$

$$I_y = \frac{L.e^3}{12} \approx 0 \Rightarrow \text{On néglige l'inertie des voiles}$$

des voiles transversaux par rapport à l'axe (y-y)

Remarque :

La longueur L des voiles est mesurée aux extrémités extérieures des poteaux encadrant ceux-ci, elle varie donc avec la section des poteaux. Pour éviter cette variation et assuré la continuité de ces voiles en élévation, chaque voile doit avoir la même longueur L pour tous les niveaux, cette longueur sera celle mesuré au dernier niveaux ou la section des poteaux est de (30 × 30).



2. Calcul de rigidité linéaire des voiles des voiles :

$$k_{voile} = \frac{I_v}{h_e}$$

K_v : Rigidité linéaire du voile

I_v : Inertie du voile.

h_e : Hauteur de l'étage.

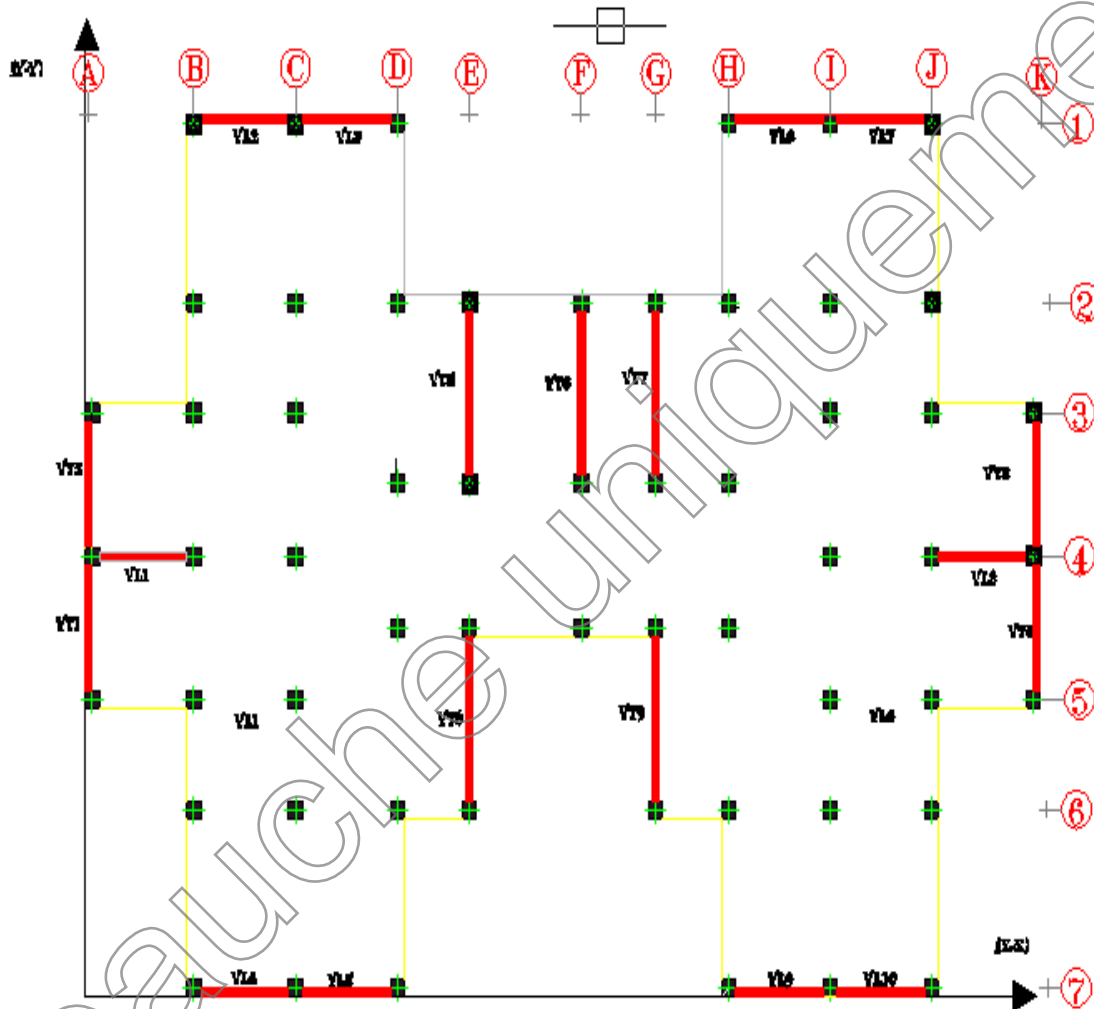


Fig IV.2. Disposition des voiles dans le RDC et les étages courants.

Sens Longitudinal:

| NIVEAU | voile | L(m) | e(m) | Inertie (m ⁴) | h(m) d'étage | K (m ³) | Somme (m ³) | K totale (m ³) |
|------------------|-------|------|------|---------------------------|-----------------|---------------------|----------------------------|----------------------------|
| De 1--9 étage | VL1 | 3,30 | 0,20 | 0,5989 | 3,06 | 0,1987 | 1,987 | 20,00 |
| | VL2 | 3,30 | 0,20 | 0,5989 | | 0,1987 | | |
| | VL3 | 3,30 | 0,20 | 0,5989 | | 0,1987 | | |
| | VL4 | 3,30 | 0,20 | 0,5989 | | 0,1987 | | |
| | VL5 | 3,30 | 0,20 | 0,5989 | | 0,1987 | | |
| | VL6 | 3,30 | 0,20 | 0,5989 | | 0,1987 | | |
| | VL7 | 3,30 | 0,20 | 0,5989 | | 0,1987 | | |
| | VL8 | 3,30 | 0,20 | 0,5989 | | 0,1987 | | |
| | VL9 | 3,30 | 0,20 | 0,5989 | | 0,1987 | | |
| | VL10 | 3,30 | 0,20 | 0,5989 | | 0,1987 | | |
| RDC | VL1 | 3,30 | 0,20 | 0,5989 | 3,60 | 0,1664 | 0,9982 | 20,00 |
| | VL2 | 3,30 | 0,20 | 0,5989 | | 0,1664 | | |
| | VL3 | 3,30 | 0,20 | 0,5989 | | 0,1664 | | |
| | VL4 | 3,30 | 0,20 | 0,5989 | | 0,1664 | | |
| | VL5 | 3,30 | 0,20 | 0,5989 | | 0,1664 | | |
| | VL6 | 3,30 | 0,20 | 0,5989 | | 0,1664 | | |
| | VL7 | 3,30 | 0,20 | 0,5989 | | 0,1664 | | |
| | VL8 | 3,30 | 0,20 | 0,5989 | | 0,1664 | | |
| | VL9 | 3,30 | 0,20 | 0,5989 | | 0,1664 | | |
| | VL10 | 3,30 | 0,20 | 0,5989 | | 0,1664 | | |

Tableau IV.1 : Calcul de rigidité des voiles (sens longitudinal)

Sens Transversal :

| NIVEAU | voile | L(m) | e(m) | Inertie (m ⁴) | h(m) d'étage | K (m ³) | Somme (m ³) | K totale (m ³) |
|-----------------|-------|------|------|---------------------------|-----------------|---------------------|----------------------------|----------------------------|
| De 1→9 étage | VT1 | 1,85 | 0,20 | 0,1055 | 3,06 | 0,0344 | 2,4571 | 21,7448 |
| | VT2 | 1,85 | 0,20 | 0,1055 | | 0,0344 | | |
| | VT3 | 4,40 | 0,20 | 1,4197 | | 0,4639 | | |
| | VT4 | 4,40 | 0,20 | 1,4197 | | 0,4639 | | |
| | VT5 | 4,40 | 0,20 | 1,4197 | | 0,4639 | | |
| | VT6 | 1,85 | 0,20 | 0,1055 | | 0,0344 | | |
| | VT7 | 1,85 | 0,20 | 0,1055 | | 0,0344 | | |
| | VT8 | 4,40 | 0,20 | 1,4197 | | 0,4639 | | |
| | VT9 | 4,40 | 0,20 | 1,4197 | | 0,4639 | | |
| RDC | VT1 | 1,85 | 0,20 | 0,1055 | 3,60 | 0,029 | 2,088 | 21,7448 |
| | VT2 | 1,85 | 0,20 | 0,1055 | | 0,029 | | |
| | VT3 | 4,40 | 0,20 | 1,4197 | | 0,3943 | | |
| | VT4 | 4,40 | 0,20 | 1,4197 | | 0,3943 | | |
| | VT5 | 4,40 | 0,20 | 1,4197 | | 0,3943 | | |
| | VT6 | 1,85 | 0,20 | 0,1055 | | 0,029 | | |
| | VT7 | 1,85 | 0,20 | 0,1055 | | 0,029 | | |
| | VT8 | 4,40 | 0,20 | 1,4197 | | 0,3943 | | |
| | VT9 | 4,40 | 0,20 | 1,4197 | | 0,3943 | | |

Tableau IV.2 : Calcul de rigidité des voiles (sens transversal)

IV.3) Inertie fictive des portiques par la méthode des approximations successives :

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « CALCUL PRATIQUE DES OSSATURES DE BATIMENT EN BETON ARME » qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à **1 tonne**, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau).

En fixant l'inertie du refend à **1[m⁴]**, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refonds et pour les portiques.

1. Calcul des flèches du refend :

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie **I= 1[m⁴]**, soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du « moment des aires ». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure qui suit, au-dessous est donnée par :

$$f = \frac{\sum S_i X_i}{EI}$$

Avec :

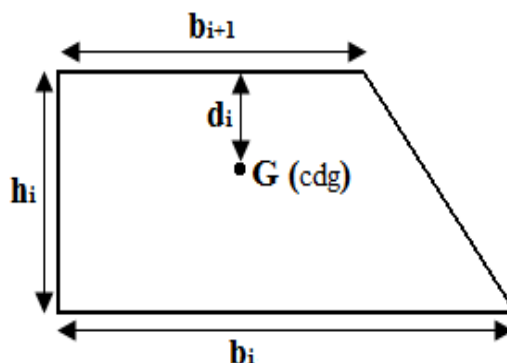
S_i : surface du trapèze.

X_i : distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

$$S_i = \frac{(b_i + b_{i+1}) \cdot h}{2}$$

La distance du centre de gravité d'un trapèze à sa plus petite base :

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}) \times h_i}{3(b_i + b_{i+1})}$$



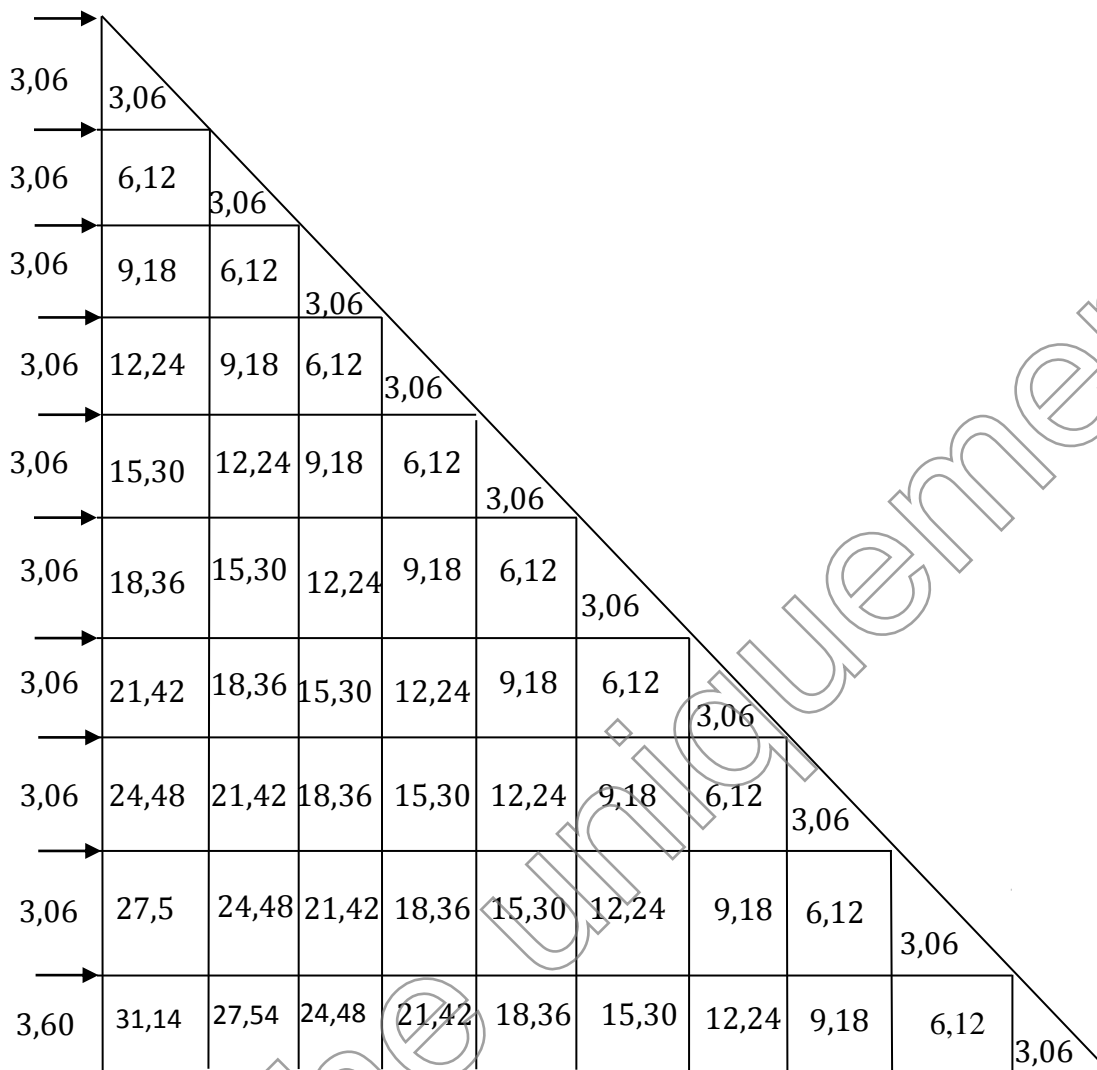


Figure IV-4 : Diagramme des moments des aires.

❖ Flèche dans les refends : (méthode des moments des aires) :

| Niveau | h(m) | bi(m) | bi+1 | Si(m ²) | di (m) | di × Si(m ³) | ∑Si x di = EI fi |
|--------|------|--------|--------|---------------------|--------|--------------------------|------------------|
| 9 | 3,06 | 3,06 | 0 | 4,681 | 2,040 | 9,549 | 44106,91 |
| 8 | 3,06 | 9,18 | 3,06 | 18,720 | 1,785 | 33,415 | 39035,98 |
| 7 | 3,06 | 18,36 | 9,18 | 42,136 | 1,700 | 71,631 | 32607,48 |
| 6 | 3,06 | 30,6 | 18,36 | 74,908 | 1,658 | 124,199 | 26920,77 |
| 5 | 3,06 | 45,9 | 30,6 | 117,04 | 1,632 | 191,017 | 21376,48 |
| 4 | 3,06 | 64,26 | 45,9 | 168,54 | 1,615 | 272,20 | 16092,84 |
| 3 | 3,06 | 85,68 | 64,26 | 229,41 | 1,603 | 377,744 | 11271,20 |
| 2 | 3,06 | 110,16 | 85,68 | 299,63 | 1,594 | 477,618 | 6911,99 |
| 1 | 3,06 | 137,07 | 110,16 | 373,67 | 1,589 | 593,762 | 3604,47 |
| RDC | 3,60 | 169,11 | 137,07 | 551,11 | 1,863 | 1026,718 | 1026,718 |

Tableau IV.3 : Flèche dans les refends

$$f_{RDC} = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^9 S_i X_i = \frac{1026,718}{EI} \quad f_2 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^2 S_i X_i = \frac{6911,99}{EI}$$

$$f_1 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^3 S_i X_i = \frac{3604,47}{EI} \quad f_4 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^4 S_i X_i = \frac{16092,84}{EI}$$

$$f_3 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^5 S_i X_i = \frac{11271,20}{EI} \quad f_6 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^6 S_i X_i = \frac{26920,77}{EI}$$

$$f_5 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^7 S_i X_i = \frac{21376,48}{EI} \quad f_8 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^8 S_i X_i = \frac{39035,98}{EI}$$

$$f_7 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^8 S_i X_i = \frac{32607,48}{EI} \quad f_9 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^9 S_i X_i = \frac{44106,91}{EI}$$

2. Déplacement des portiques :

$$\Delta_n = \Psi_n \times h \text{ Avec : } E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2} \Rightarrow \text{(Déplacement de chaque niveau)}$$

$$\Delta_i = \sum \Delta_n \Rightarrow \text{(Déplacement du portique au niveau « i »)}$$

❖ Rotation d'étage :

La rotation d'un poteau encasté à la base au 1^{er} niveau :

$$E_{\theta_1} = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{r1} + 2 \sum K_{p1}}$$

La rotation d'un poteau des étages courants :

$$E_{\theta n} = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_m} \text{ Avec :}$$

$$M_n = T_n \times h$$

$$K_{tn} : \text{raideur des poutres } K_{tn} = \frac{I_{tn}}{L}$$

$$K_{pn} : \text{raideur des poteaux } K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h}$$

h : hauteur d'étage.

L : portée libre de la poutre.

❖ Inertie fictive :

$$I_{ei} = \frac{f_n}{\sum \Delta_n}$$

I_{ei} : Inertie fictive du portique au niveau i.

f_n : Flèche du refend au même niveau i.

Δ_n : déplacement du portique au niveau i

$\sum K_{tn}$: Somme des raideurs des poutres du niveau n.

$\sum K_{pn}$: Somme des raideurs des poteaux du niveau n.

E : module de Young.

Le calcul des inerties se fera pour tous les portiques, dans les deux directions orthogonales.

Les résultats des différents calculs sont présentés dans les tableaux suivants :

➤ *Tableau : inertie fictive des portiques longitudinaux :*

| NIV | $\sum K_{tn}$ | $\sum K_{pn}$ | M_n | M_{n+1} (t.m) | $E\theta_n$ (t/m ²) | $E\Psi_n$ (t/m ²) | Δ_i (t/m) | $\sum \Delta_i$ (t/m) | f_i (m) | I_{ei} (m ⁴) |
|-----|---------------|---------------|-------|--------------------|------------------------------------|----------------------------------|------------------|-----------------------|-----------|----------------------------|
| 09 | 0,018 | 0,012 | 3,06 | 0 | 7,083 | 35,41 | 108,35 | 3855,27 | 44106,91 | 11,44 |
| 08 | 0,018 | 0,012 | 6,12 | 3,06 | 21,25 | 70,83 | 216,74 | 3746,92 | 30935,98 | 10,42 |
| 07 | 0,018 | 0,012 | 9,18 | 6,12 | 35,42 | 74,46 | 227,85 | 3530,18 | 32607,48 | 9,24 |
| 06 | 0,019 | 0,023 | 12,24 | 9,18 | 46,97 | 98,03 | 299,97 | 3302,33 | 26920,77 | 8,15 |
| 05 | 0,019 | 0,023 | 15,30 | 12,24 | 60,39 | 122,53 | 374,94 | 3002,36 | 21376,48 | 7,11 |
| 04 | 0,019 | 0,023 | 18,36 | 15,30 | 73,81 | 147,05 | 449,97 | 2627,42 | 16092,84 | 6,12 |
| 03 | 0,019 | 0,023 | 21,42 | 18,36 | 87,24 | 171,56 | 524,97 | 2177,45 | 11271,20 | 5,18 |
| 02 | 0,019 | 0,023 | 24,48 | 21,42 | 100,66 | 193,21 | 591,22 | 1652,48 | 6911,99 | 4,17 |
| 01 | 0,020 | 0,033 | 27,57 | 24,48 | 108,37 | 184,97 | 566,01 | 1061,26 | 3604,47 | 3,39 |
| RDC | 0,020 | 0,034 | 31,14 | 27,57 | 122,25 | 137,57 | 495,25 | 495,25 | 1026,72 | 2,073 |

Tableau IV.4: inertie fictive dans le sens longitudinal.

➤ **Tableau: inertie fictive des portiques transversaux :**

| NIV | $\sum K_{tn}$ | $\sum K_{pn}$ | M_n | M_{n+1} (t.m) | $E\theta_n$ (t/m ²) | $E\Psi_n$ (t/m ²) | Δ_i (t/m) | $\sum \Delta_i$ (t/m) | f_i (m) | I_{ei} (m ⁴) |
|-----|---------------|---------------|-------|--------------------|------------------------------------|----------------------------------|------------------|-----------------------|-----------|----------------------------|
| 09 | 0,023 | 0,012 | 3,06 | 0 | 5,54 | 21,77 | 66,62 | 3377,82 | 44106,91 | 13,05 |
| 08 | 0,023 | 0,012 | 6,12 | 3,06 | 16,75 | 65,28 | 199,76 | 3311,20 | 30935,98 | 11,78 |
| 07 | 0,023 | 0,012 | 9,18 | 6,12 | 27,84 | 75,46 | 230,91 | 3111,44 | 32607,48 | 10,47 |
| 06 | 0,024 | 0,023 | 12,24 | 9,18 | 37,19 | 86,94 | 266,04 | 2880,53 | 26920,77 | 9,34 |
| 05 | 0,024 | 0,023 | 15,30 | 12,24 | 47,99 | 108,64 | 323,56 | 2614,49 | 21376,48 | 8,17 |
| 04 | 0,024 | 0,023 | 18,36 | 15,30 | 58,44 | 120,68 | 369,28 | 2290,93 | 16092,84 | 7,02 |
| 03 | 0,024 | 0,023 | 21,42 | 18,36 | 72,06 | 142,39 | 435,71 | 1221,65 | 11271,20 | 5,86 |
| 02 | 0,024 | 0,023 | 24,48 | 21,42 | 79,69 | 168,67 | 516,13 | 1485,94 | 6911,99 | 4,65 |
| 01 | 0,027 | 0,033 | 27,57 | 24,48 | 80,27 | 161,91 | 495,44 | 969,81 | 3604,47 | 3,72 |
| RDC | 0,027 | 0,034 | 31,14 | 27,57 | 90,55 | 131,77 | 474,37 | 474,37 | 1026,72 | 2,16 |

Tableau IV.5: inertie fictive dans le sens longitudinal.

▪ **sens longitudinal :**

| NIV | RDC | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
|----------------------------|-------|-------|------|------|------|------|------|------|------|--------------|
| I_{ei} (m ⁴) | 11,44 | 10,42 | 9,24 | 8,15 | 7,11 | 6,12 | 5,18 | 4,17 | 3,39 | 2,073 |
| K (m³) | 3,73 | 3,40 | 3,01 | 2,66 | 2,32 | 2 | 1,69 | 1,36 | 1,10 | 0,57 |
| | | | | | | | | | | 21,88 |

Tableau IV.1 : Calcul de rigidité des voiles (sens longitudinal)

▪ **sens transversal :**

| NIV | RDC | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
|----------------------------|------|------|------|------|------|------|------|-------|-------|--------------|
| I_{ei} (m ⁴) | 2,16 | 3,72 | 4,65 | 5,86 | 7,02 | 8,17 | 9,34 | 10,47 | 11,78 | 13,05 |
| K (m³) | 0,70 | 1,21 | 1,51 | 1,91 | 2,29 | 2,66 | 3,05 | 3,42 | 3,84 | 4,26 |
| | | | | | | | | | | 24,90 |

Tableau IV.2 : Calcul de rigidité des voiles (sens transversal)

IV.4) Comparaison des rigidités des voiles à celles des portiques :

• **Sens longitudinal :**

Rigidité totale (voiles + portiques)41,88 [m³]100%
 Rigidité des portiques.....21,88 [m³]52,24%
 Rigidité des voiles20,00 [m³]47,75%

• **Sens transversal :**

| | | | |
|--|-------------------------|-------|--------|
| Rigidité totale (voiles+portiques) | 46,64 [m ³] | | 100% |
| Rigidité des portiques..... | 24,90[m ³] | | 53,38% |
| Rigidité des voiles..... | 21,74[m ³] | | 46,61% |

- **CONCLUSION :**

En examinant les résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons

Constaté que les portiques et les voiles travaillent dans les deux sens

Transversal et longitudinal.

- Du fait que l'inertie des portiques dépasse les **25 %** et les voiles dépasse **20%** (tel que prévu par le RPA) de l'inertie totale de la structure, cela nous ramène à dire que nous avons **un**

Contreventement mixte avec interaction voile-portique dans les deux sens principaux.

-D'où le coefficient de comportement **R = 5** (tableau 4.3. RPA 99 révisé 2003).

Ébauche uniquement

V.1) Introduction :

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.

La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres : certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres coulisent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ce qui implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

V.1.1) Description du logiciel

ROBOT nommé ;« **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014** »

Est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Robot est un logiciel qui utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les différents types de structure (treillis, portique, plaque, coque, élément volumique,etc.).

C'est un logiciel révolutionnaire car il peut calculer des structures à un nombre de barres et de nœuds illimités ; il permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques ainsi que des analyses linéaires ou non linéaires ; adapté aux constructions en acier, en bois, en béton armé ou mixte, il comprend des modules d'assemblage, de ferraillement, de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes existantes .

Pour faciliter le travail de l'ingénieur Robot dispose d'un vaste ensemble d'outils simplifiant l'étude des structures.

V.1.2) Etapes de modélisations :

➤ Caractéristiques principales du logiciel robot :

- Définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet.
- Possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représenter à l'écran les différents types de résultats de calcul (efforts, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes etc.),
- Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure,
- Possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran,
- composition de l'impression, copie des objets vers les autres logiciels).

➤ Etapes de calcul à suivre :

Après le lancement du système robot, la fenêtre représentée ci-dessous s'affiche, cette fenêtre permet de définir le type de la structure à étudier, d'ouvrir une structure déjà existante ou charger le module permettant d'effectuer le dimensionnement de la structure.

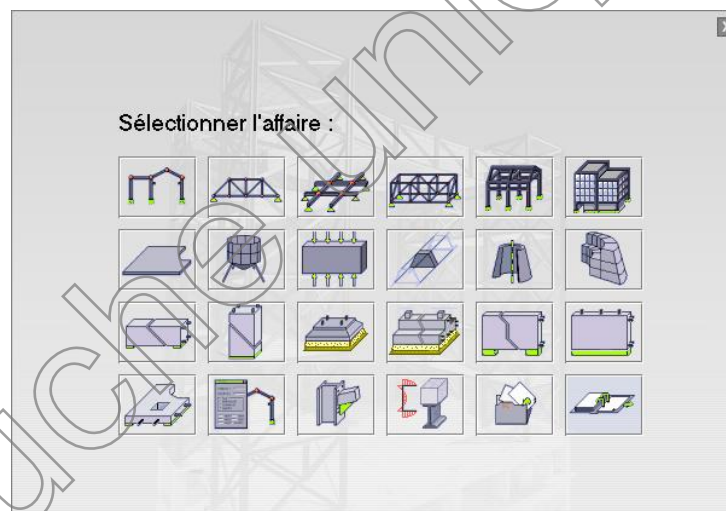


Fig V.1 : Choix du type de structure à étudier.

➤ Configuration du logiciel robot :

Dans robot, la configuration du logiciel est importante. Le paramétrage du logiciel se fait dans la boîte de dialogue : “préférence de l'affaire“, les options disponibles dans cette boîte de dialogue permettent de personnaliser le mode de travail, la sélection des normes, des catalogue des profils, matériaux.....etc.

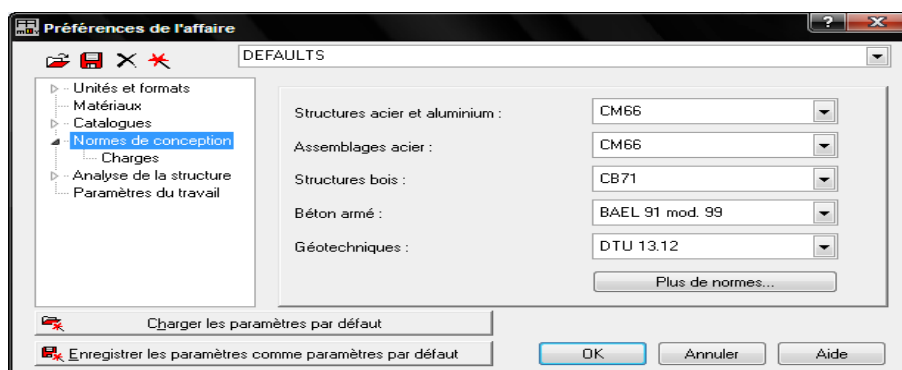


Fig V.2 :Boite de dialogue préférence de l'affaire.

➤ Lignes de construction :

Les lignes de constructions peuvent servir à :

Définir les différents éléments de la structure, se référer aux composantes de la structure, afficher rapidement un plan de travail et sélectionner les éléments situés sur une ligne de construction.

La commande est accessible par le menu déroulant : structure, commande ligne de Construction.

Les lignes de construction sont introduites dans la fenêtre ci-dessous dans un system de Coordonnées cartésiennes.

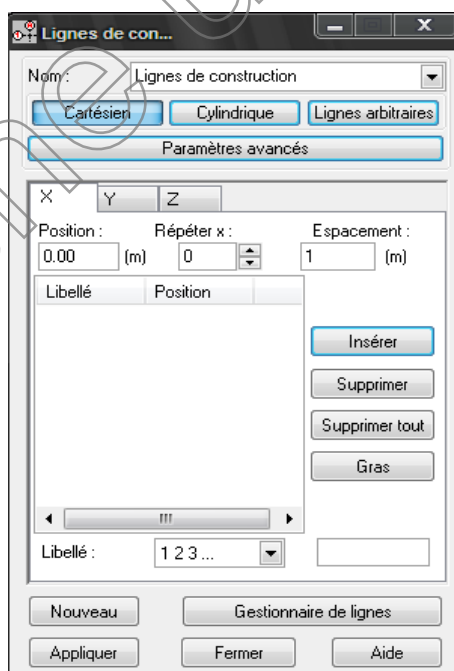



Fig V.3 : Lignes de construction.

➤ Création des barres :

Cette étape permet de définir les différentes sections. Dans la barre d'outils "modèle de structure", on clique sur l'icône : 

Il apparaît alors la boîte de dialogue représentée ci-dessous, puis on clique sur "définir un Nouveau profilé" et on choisit le type et la géométrie de notre section, en introduisant les dimensions de nos éléments.

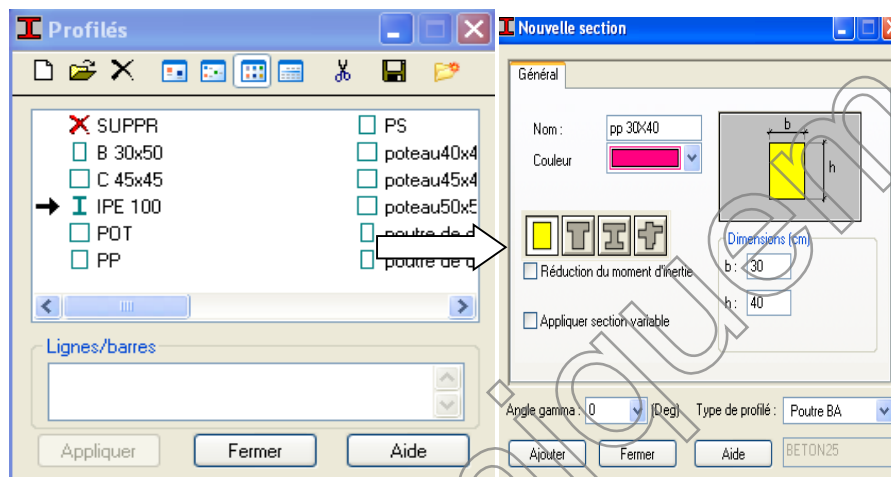


Fig V.4 .Choix des profilés des bars.

➤ Affectation des sections :

Avec la commande "barre"  on peut attribuer à chaque élément sa section

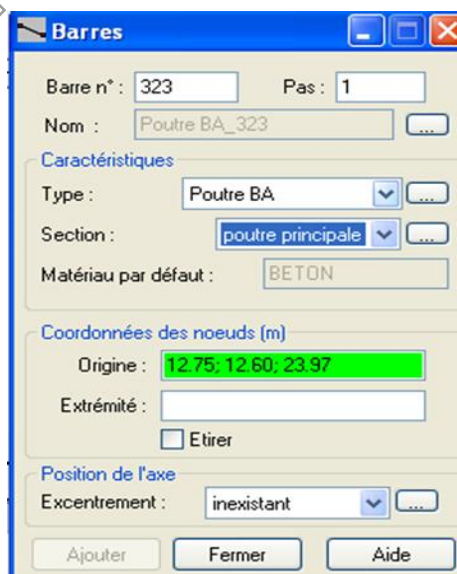



Fig V.4 : boîte de dialogue « barre »

Après avoir dessiné la structure, le logiciel permet de donner aux éléments de la structure des Attributs. Pour choisir les attributs à afficher à l'écran, on clique sur l'icône 

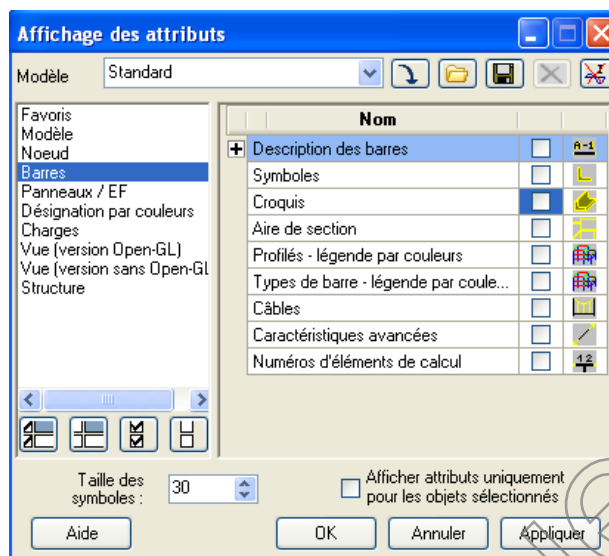


Fig V.5 : Boite de dialogue affichage des attributs.

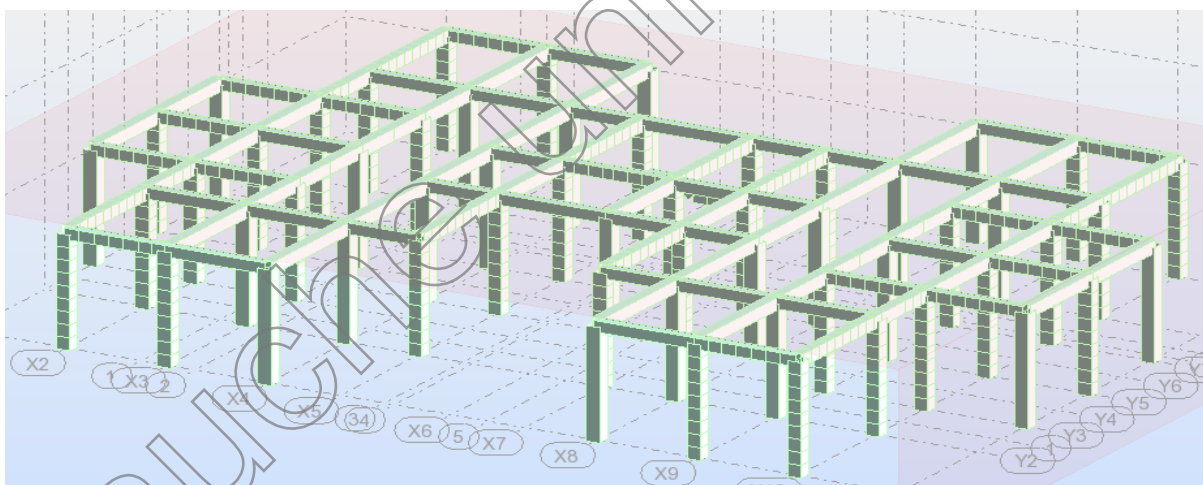




Fig V.6 : Exemple d'affectation des attributs.

➤ Création des panneaux :

Afin de créer des panneaux dans la structure, on doit sélectionner le type de structure

Approprié sur la vignette de démarrage de robot. 

- Contour des panneaux: pour définir les contours des panneaux, on utilise L'option poly ligne/contour qui est disponible à partir de la barre d'outils, icône. 

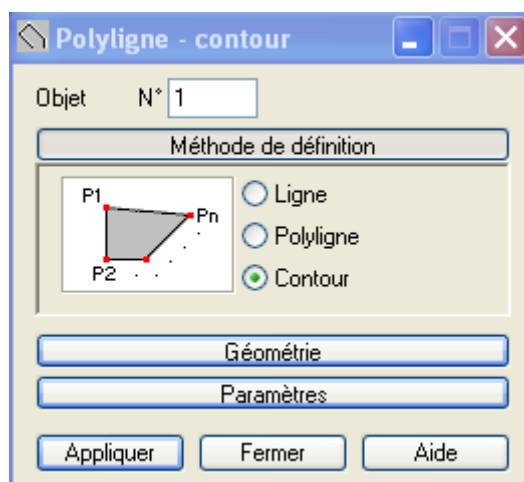




Fig V.6 : Définition des contours des panneaux.

➤ Epaisseur des panneaux :

Pour définir l'épaisseur des panneaux, on clique sur l'icône  puis sur 

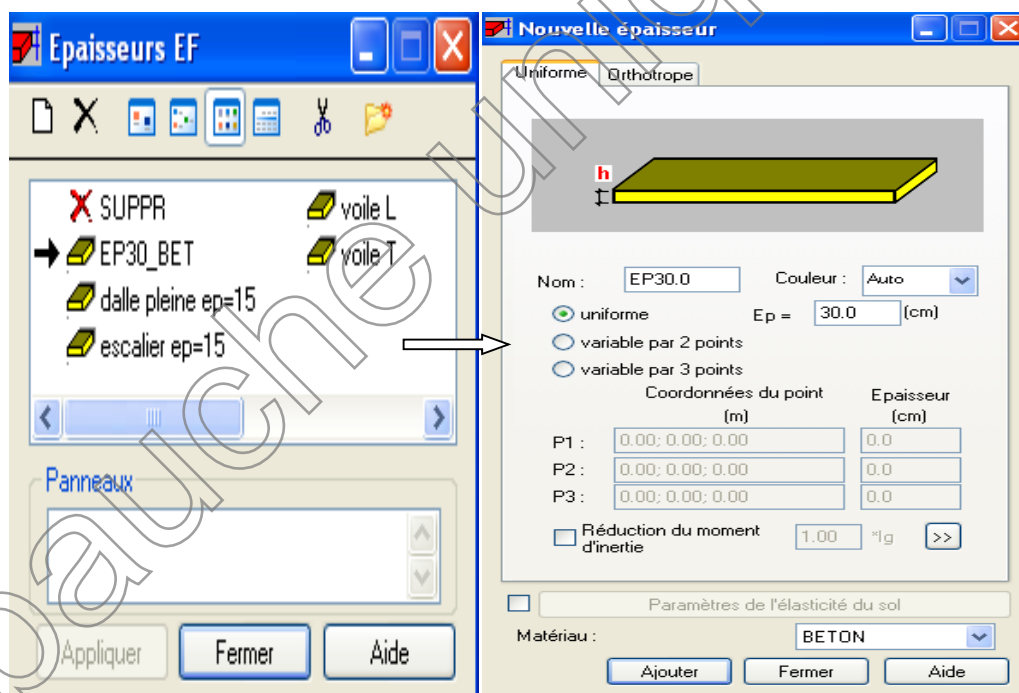



Fig V.7:Epaisseur des panneaux

- **AFFECTATION DES PANNEAUX :**

Pour affecter les voiles, on clique sur l'icône "panneau"  puis on coche la case panneau et on active l'option point interne. la définition s'achève par un clique à l'intérieur du contour du voile.

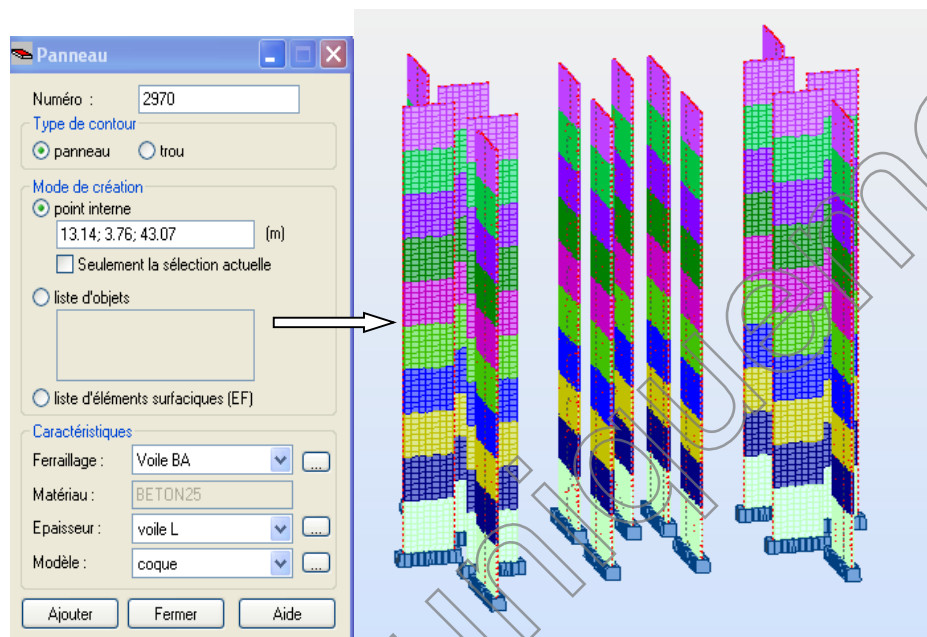



Fig V.8 : Affectation des VOILES

- **Définition des appuis :**

Pour définir le type d'appui, on clique sur l'icône,  la boîte de dialogue "Appuis" représentée ci-dessous s'affiche. Elle nous permet d'affecter des appuis pour les poteaux et les voiles.

Après avoir cliqué sur encastrement, on choisit l'onglet **nodal** pour les poteaux et l'onglet linéaires pour les voiles.

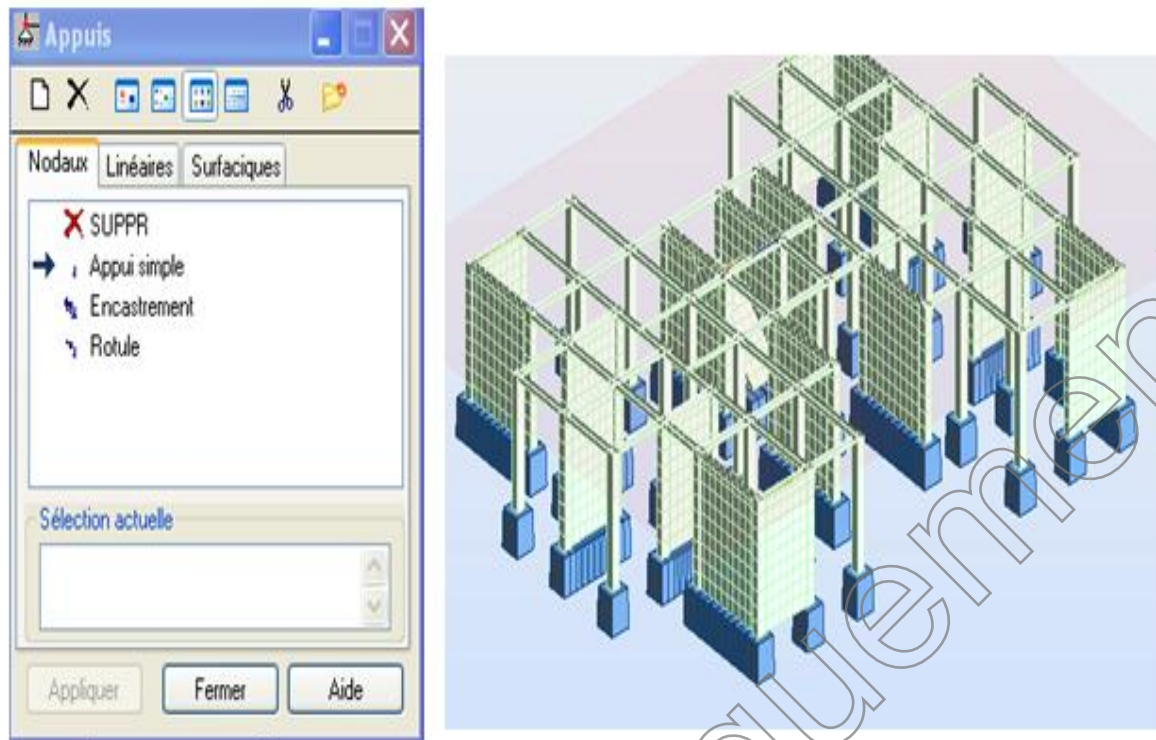


Fig V.9: Définition des appuis.

➤ Chargements :

Pour définir les charges statiques (permanentes et d'exploitation) de la structure, dans le menu « **Chargement** », « **Cas de charge** » on choisit la nature et le nom puis on clique sur « **Nouveau** ». Ou bien dans la barre de menu cliquer sur l'icône :

On peut créer les types de charges suivantes :

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

S : Charge des neiges.

W : Charge du vent.

E : Charge sismique.

Et pour se faire on choisit le type de charge, on lui donne un nom puis on clique sur « nouveau ». Et c'est la même procédure pour toutes les charges.

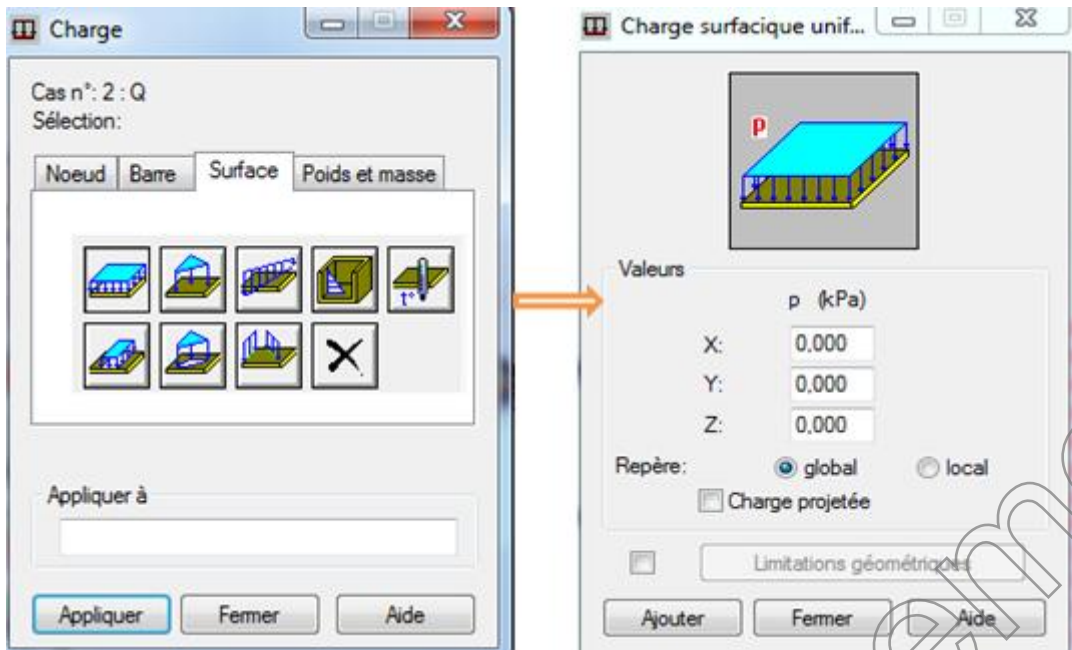
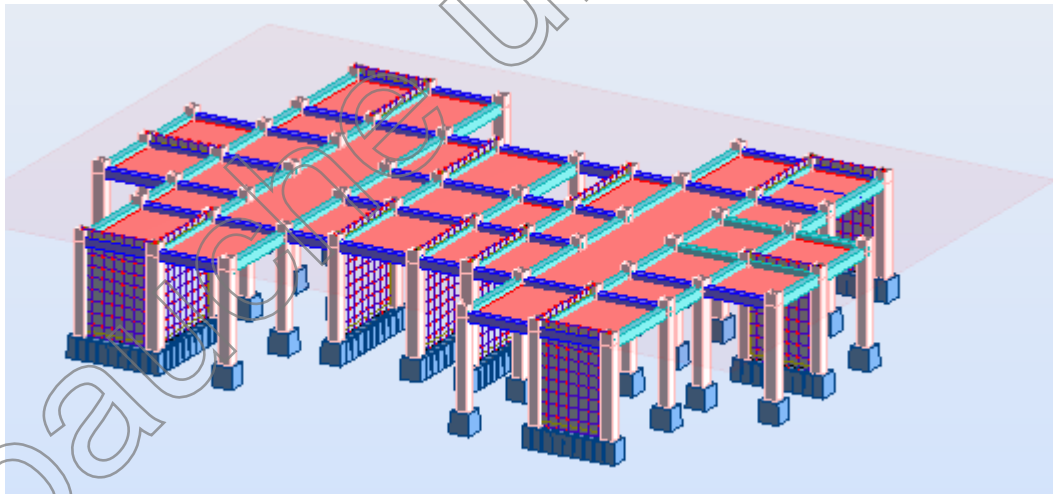


Fig V.10 : Définition des cas de charges

➤ Définition des bardages :

On doit définir géométriquement le bardage qui est soumis à une charge uniformément Répartie, de la même manière que celle des panneaux.



FigV.11:définition du contour du plancher.

➤ Définition des bardages :

Avant d'appliquer la charge surfacique, on doit définir les bardages selon la ligne de Commande suivante : structure → caractéristiques additionnelles → répartition des charges bardages.

La boite de dialogue ci-dessous apparaît.

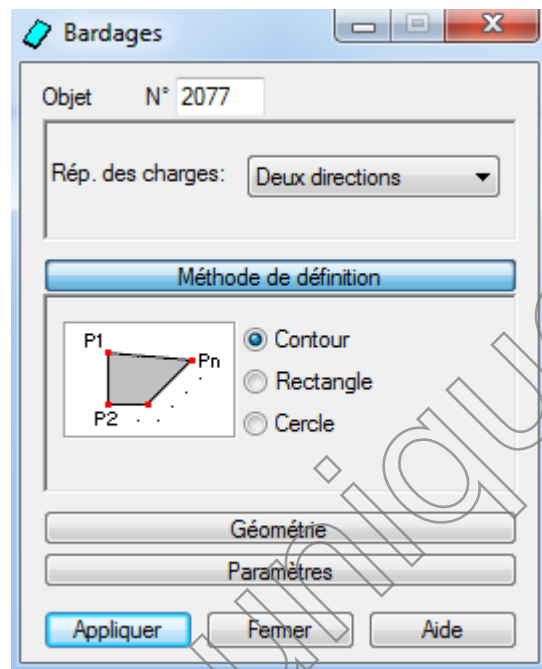



Fig V.12 : Choix des bardages.

➤ Définition des charges :

La boite de dialogue charge sert à définir les charges pour les cas de charges créés. Elle est accessible après un clique sur l'icône  puis sur surface, après sur charges surfaciques uniformes.

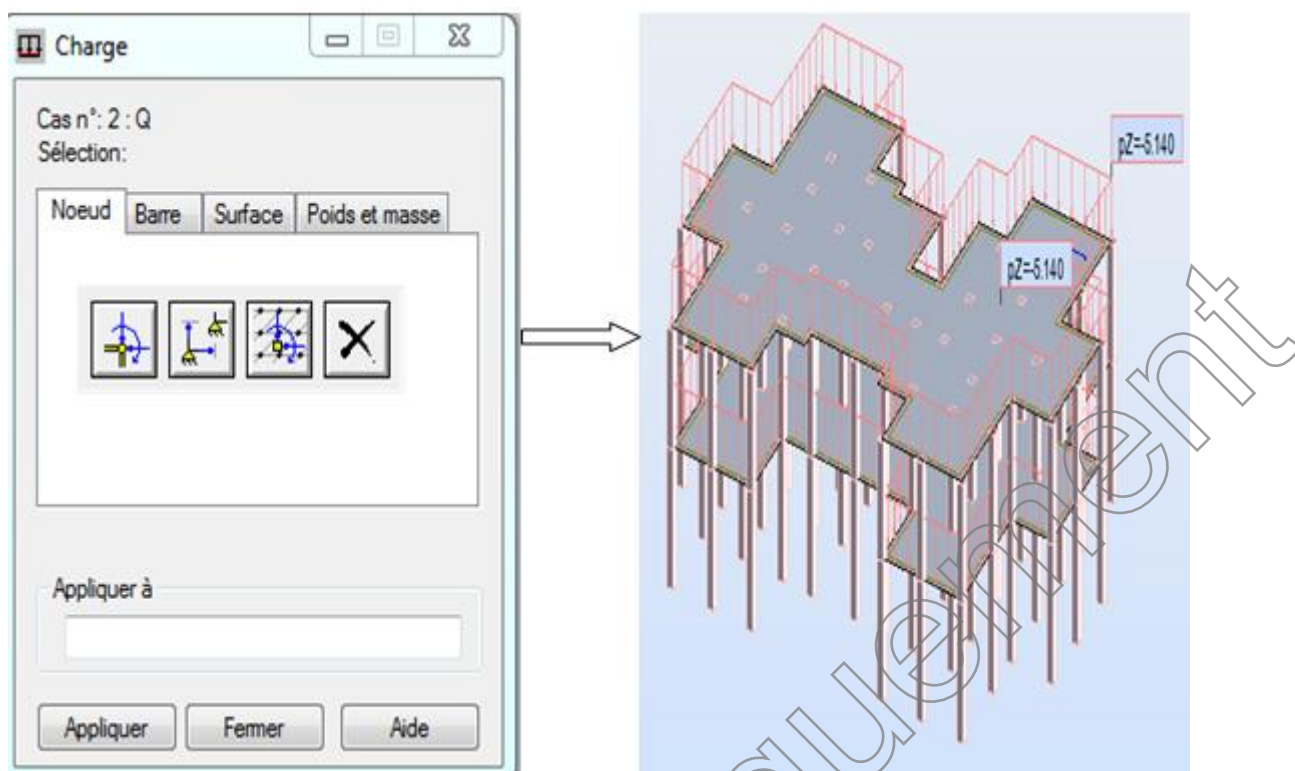


Fig V.14 : Définition des charges.

➤ Option de calcul :

Dans la boîte de dialogue “**option de calcul**“ qui s’ouvre après la sélection de la commande type d’analyse disponible dans le menu déroulant analyse, on peut créer des nouveaux cas de charges qui ne nécessitent pas la définition préalable d’un cas de charge statique.

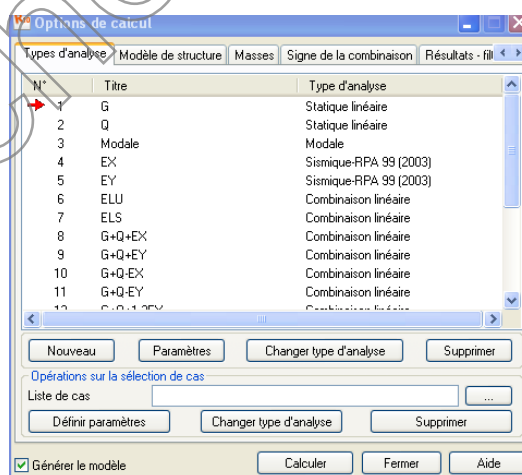


Fig V.14 : Boite de dialogue “option de calcul

Pour définir un nouveau cas de charge, on clique sur nouveau et on coche modale.

Les paramètres de l’analyse modale sont introduits dans la boîte de dialogue qui s’affiche à

l'écran après la validation de la précédente.

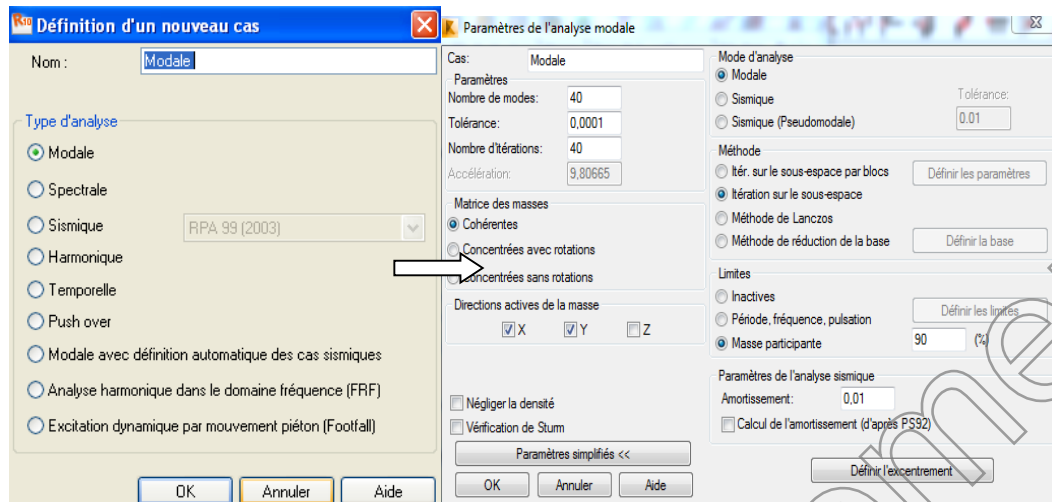


Fig V.15 :Définition du cas de charge modale.

Après avoir défini le cas de charge modale, on coche sismique en introduisant les Paramètres correspondants.

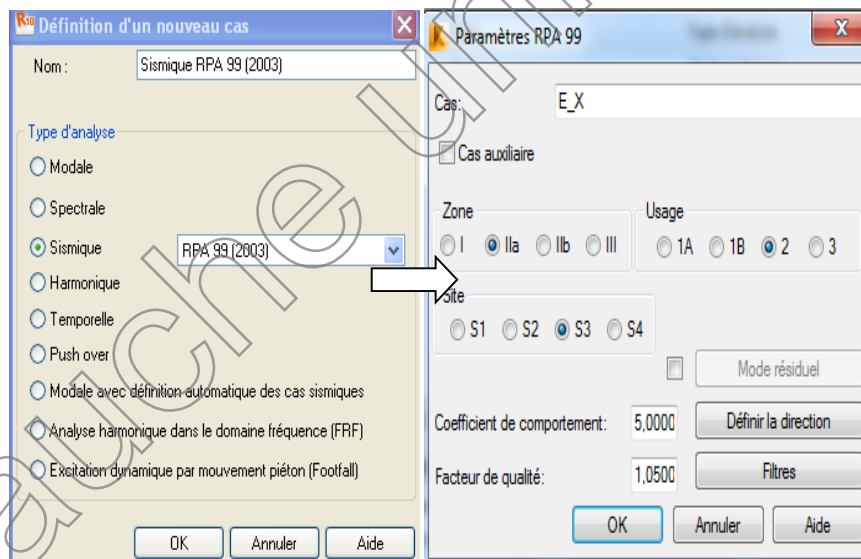


Fig V.16 :Définition du cas de charge sismique.

➤ Conversion de charges en masses :

Cette option nous permet d'effectuer la conversion de charges en masses pour éviter la définition séparée des charges (pour le calcul en statique) et des masses (pour le calcul en dynamique).

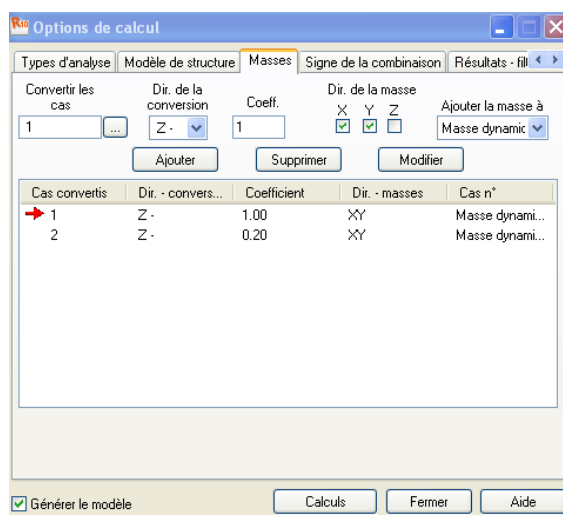
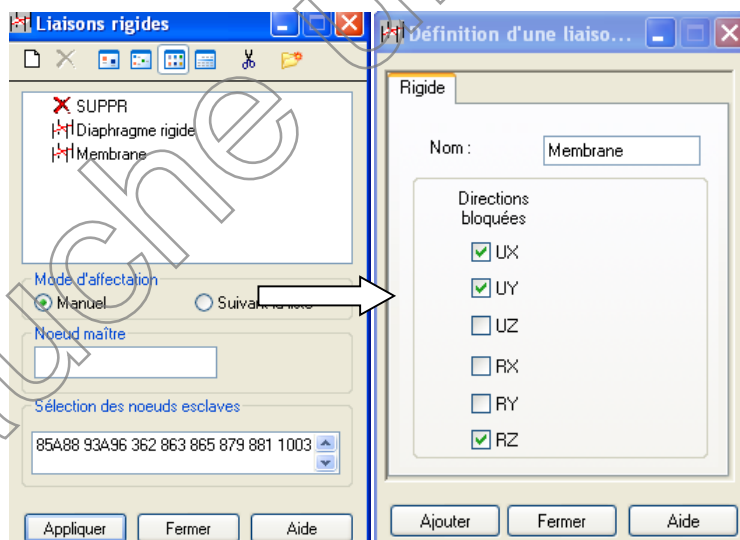


Fig V.17. Conversion de charges en masses.

➤ Nœud maître :

Pour satisfaire l'hypothèse du plancher infiniment rigide, on doit définir le nœud maître et pour se faire, dans le menu "structure", "caractéristiques additionnelles", «liaisons rigides», on clique sur nouveau, on coche U_x , U_y et R_z puis on clique sur ajouter, dans la case du nœud maître on choisit un nœud et dans la case nœud esclave on choisit les autres manuellement.



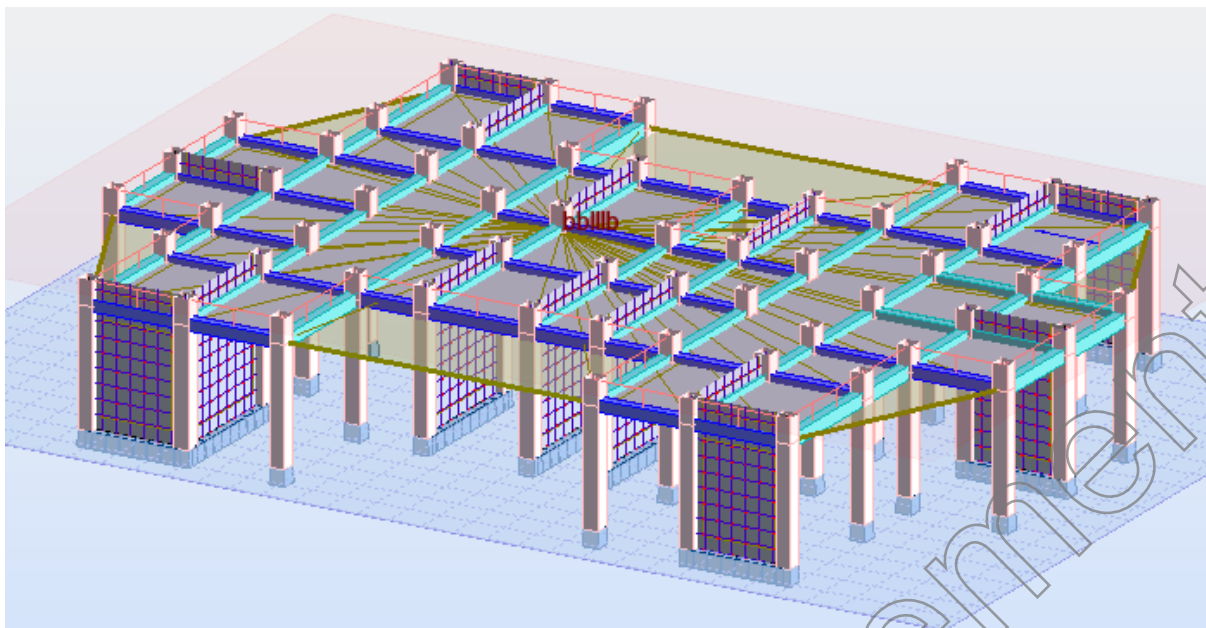


Fig V.18 : Définition du nœud maître et des nœuds esclaves.

➤ Combinaisons d'actions :

Pour définir les combinaisons d'actions, on doit suivre les étapes suivantes :

Dans le menu déroulant "charge", "combinaison manuelle", il faut saisir le nom de la Combinaison, la nature de la combinaison, le type de la combinaison et le type de la Combinaison sismique.

Pour définir une autre combinaison, on refait les mêmes opérations que celles définis ci-dessus.

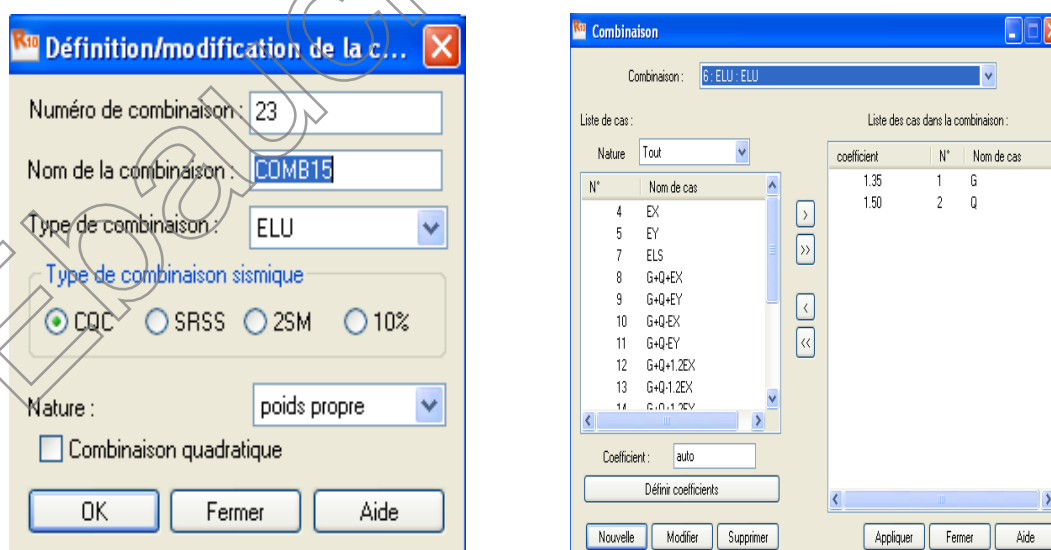


Fig V.19 : Définition des combinaisons d'actions.

➤ Vérification de la structure :

Avant de passer à l'analyse de la structure, le logiciel permet de vérifier s'il y a des erreurs dans la modélisation.

Dans le menu "analyse", on clique sur "vérifier la structure" et robot nous affiche le nombre et la nature d'erreurs.

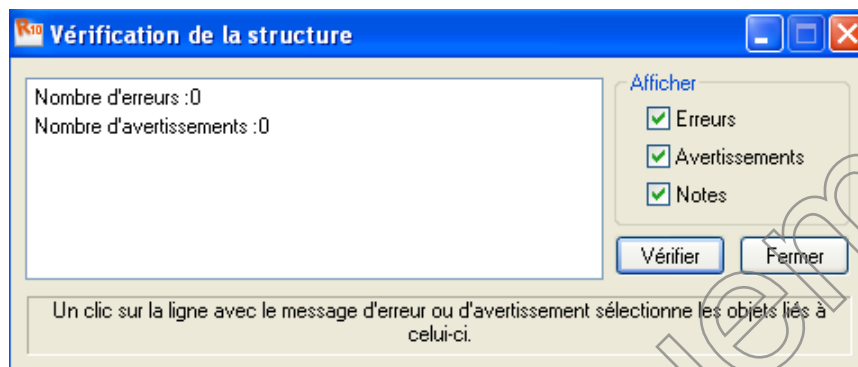


Fig V.12 : Vérification de la structure.

V.2) Introduction des données

V.2.1) Méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes qui sont les suivantes :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

a) Méthode statique équivalente :

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- une ductilité suffisante ;

- une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation (chapitre III, paragraphe 3.5) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I :

- tous groupes.

Zone IIa :

- groupe d'usage 3.
- groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Zone IIb et III :

- groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

b) la méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

c) la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par le RPA99/version2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente, donc le calcul sismique se fera par

(La méthode d'analyse modale spectrale)

1. Caractéristiques de la structure relative à l'étude dynamique :

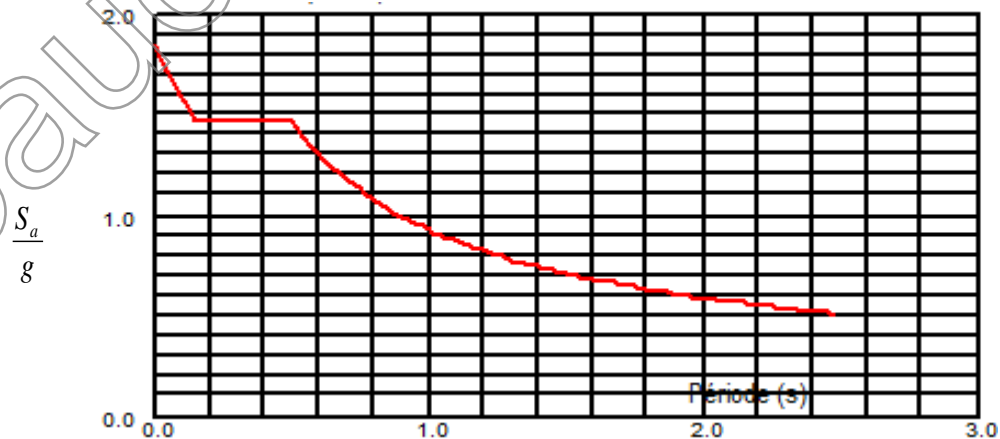
La structure est classée comme suit :

- En groupe d'usage **2 (RPA 99/03 Art 3.2)**.
- Un sol de catégorie **S3(sol ferme.)**
- Dans une zone de moyenne sismicité : **Zone IIa.**
- La structure étudiée fait 31,14m de hauteur(**R+9**), le système structural est constitué de portique contreventer par voile on béton armé, Dans ce cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales et on considère que la charge horizontale est reprise uniquement par les voiles.

2. Vérifications aux exigences del'RPA99 modifié en 2003 :

a) *Spectre de réponse de calcul :*

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3,0s \end{cases} \quad \text{(RPA 2003 A 4.3.3)}$$



FigV.21 : Spectre de réponse de calcul.

Avec :

T (sec) : la période avec une précision de 0,1 sec

A : coefficient d'accélération de zone

η : facteur de correction d'amortissement

R : coefficient de comportement de la structure

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

Q : facteur de qualité de la structure, $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ Formule (4-4)

P_q est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q ;(tableau 4-4 du RPA2003)

b) Calcul du facteur de qualité Q :

- **Sens longitudinal :**

| Critère q | Pénalités P _q |
|--|--------------------------|
| 1, Conditions minimales sur les files de contreventement | 0,05 |
| 2, Redondance en plan | 0 |
| 3, Régularité en plan | 0 |
| 4, Régularité en élévation | 0 |
| 5, Contrôle de la qualité des matériaux | 0 |
| 6, Contrôle de la qualité de l'exécution | 0 |

Tableau V.1: valeurs des pénalités P_q Sens longitudinal

$$Q = 1 + (0,05 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0) = 1,05$$

- **Sens transversal :**

| Critère q | Pénalités P _q |
|--|--------------------------|
| 1, Conditions minimales sur les files de contreventement | 0 |
| 2, Redondance en plan | 0 |
| 3, Régularité en plan | 0,05 |
| 4, Régularité en élévation | 0 |
| 5, Contrôle de la qualité des matériaux | 0 |
| 6, Contrôle de la qualité de l'exécution | 0 |

Tableau V.2: valeurs des pénalités P_q Sens transversal

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0,05 + 0 + 0 + 0) = 1,05.$$

Note : D'où la valeur de Q à introduire dans le spectre de réponse est la plus défavorable

Qui est : $Q = 1,05$.

➤ Pour notre structure les paramètres à considérer sont :

$A = 0,15$ [zone III. groupe d'usage 2 (RPA 2003 tableau 4.1)].

$R = 5$ [contreventement mixte (RPA 2003, Tableau 4.3)].

$T_1 = 0,15$ s ; $T_2 = 0,5$ s [Site S2 (RPA 2003 Tableau 4.7)].

$Q = 1,05$; la redondance on plan n'est pas vérifiée.

c) Nombre de modes à considérer :(RPA99/ 03 Art 4.3.2)

➤ Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

➤ Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \times \sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0,20 \text{ sec} \quad (4-14)$$

N : est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K.

➤ Dans notre cas $N = 10$ niveaux $\Rightarrow K \geq (3 \times \sqrt{10} = 9,48)$

Donc : $K \geq 10$ nombre de modes à considérer.

V.3) vérification RPA

➤ l'excentricité :

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

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

a) Excentricité accidentelle: (RPA 2003 Art 4.2.7)

Le RPA dicte que : $e_x = 0,05 \times 27,8 = 1,39 \text{ m}$.
 $e_y = 0,05 \times 19,6 = 0,98 \text{ m}$.

➤ Le centre de masse et le centre de torsion pour chaque niveau :

| Niveau | G (x,y) [m] | | R (x,y) [m] | | ex [m] | ey [m] | 5%Lx [m] | 5%Ly [m] | Vérification |
|---------|-------------|------|-------------|-------|--------|--------|----------|----------|--------------|
| RDC | 13,90 | 9,81 | 13,97 | 9,801 | 0,075 | 0,015 | 1,39 | 0,98 | vérifiée |
| Etage 1 | 13,90 | 9,81 | 13,97 | 9,801 | 0,077 | 0,007 | 1,39 | 0,98 | vérifiée |
| Etage 2 | 13,90 | 9,81 | 13,97 | 9,801 | 0,079 | 0,008 | 1,39 | 0,98 | vérifiée |
| Etage 3 | 3,900 | 9,81 | 13,97 | 9,801 | 0,079 | 0,008 | 1,39 | 0,98 | vérifiée |
| Etage 4 | 3,900 | 9,81 | 13,97 | 9,801 | 0,079 | 0,008 | 1,39 | 0,98 | vérifiée |
| Etage 5 | 3,900 | 9,81 | 13,97 | 9,801 | 0,079 | 0,008 | 1,39 | 0,98 | vérifiée |
| Etage 6 | 3,900 | 9,81 | 13,97 | 9,801 | 0,079 | 0,008 | 1,39 | 0,98 | vérifiée |
| Etage 7 | 3,900 | 9,81 | 13,97 | 9,801 | 0,079 | 0,008 | 1,39 | 0,98 | vérifiée |
| Etage 8 | 3,900 | 9,81 | 13,97 | 9,801 | 0,081 | 0,008 | 1,39 | 0,98 | vérifiée |
| Etage 9 | 3,900 | 9,81 | 13,97 | 9,801 | 0,061 | 0,054 | 1,39 | 0,98 | vérifiée |

Tableau V.3 Centre de torsion et centre de masse de la structure.

Note : La condition d'excentricité est vérifiée pour tous les planchers.

3. Caractéristiques dynamiques de la structure :

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes :

| Cas/Mode | Fréquence [Hz] | Période [sec] | Masses Cumulées UX [%] | Masses Cumulées UY [%] | Masses Cumulées UZ [%] | Masse Modale UX [%] | Masse Modale UY [%] | Masse Modale UZ [%] | Tot.mas.UX [kg] | Tot.mas.UY [kg] | Tot.mas.UZ [kg] |
|----------|----------------|---------------|------------------------|------------------------|------------------------|---------------------|---------------------|---------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| 3/ 1 | 1,663 | 0,601 | 65,755 | 0,004 | 0,0 | 65,755 | 0,004 | 0,0 | 4821865,014 | 4821865,014 | 0,0 |
| 3/ 2 | 1,802 | 0,555 | 65,759 | 66,702 | 0,0 | 0,004 | 66,699 | 0,0 | 4821865,014 | 4821865,014 | 0,0 |
| 3/ 3 | 2,206 | 0,453 | 65,774 | 66,702 | 0,0 | 0,015 | 0,000 | 0,0 | 4821865,014 | 4821865,014 | 0,0 |
| 3/ 4 | 7,464 | 0,134 | 83,066 | 66,702 | 0,0 | 17,292 | 0,000 | 0,0 | 4821865,014 | 4821865,014 | 0,0 |
| 3/ 5 | 7,502 | 0,133 | 83,066 | 82,142 | 0,0 | 0,000 | 15,440 | 0,0 | 4821865,014 | 4821865,014 | 0,0 |
| 3/ 6 | 8,334 | 0,120 | 86,162 | 82,143 | 0,0 | 3,096 | 0,001 | 0,0 | 4821865,014 | 4821865,014 | 0,0 |
| 3/ 7 | 8,571 | 0,117 | 86,162 | 85,994 | 0,0 | 0,000 | 3,851 | 0,0 | 4821865,014 | 4821865,014 | 0,0 |
| 3/ 8 | 9,627 | 0,104 | 86,162 | 85,994 | 0,0 | 0,000 | 0,000 | 0,0 | 4821865,014 | 4821865,014 | 0,0 |
| 3/ 9 | 10,174 | 0,098 | 86,162 | 85,996 | 0,0 | 0,000 | 0,002 | 0,0 | 4821865,014 | 4821865,014 | 0,0 |
| 3/ 10 | 17,071 | 0,059 | 92,703 | 85,996 | 0,0 | 6,541 | 0,000 | 0,0 | 4821865,014 | 4821865,014 | 0,0 |
| 3/ 11 | 17,451 | 0,057 | 92,703 | 92,550 | 0,0 | 0,000 | 6,554 | 0,0 | 4821865,014 | 4821865,014 | 0,0 |
| 3/ 12 | 19,619 | 0,051 | 92,703 | 92,550 | 0,0 | 0,000 | 0,000 | 0,0 | 4821865,014 | 4821865,014 | 0,0 |
| 3/ 13 | 22,854 | 0,044 | 92,704 | 92,550 | 0,0 | 0,001 | 0,000 | 0,0 | 4821865,014 | 4821865,014 | 0,0 |
| 3/ 14 | 26,262 | 0,038 | 95,099 | 92,550 | 0,0 | 2,395 | 0,000 | 0,0 | 4821865,014 | 4821865,014 | 0,0 |
| 3/ 15 | 28,276 | 0,035 | 95,099 | 95,427 | 0,0 | 0,000 | 2,877 | 0,0 | 4821865,014 | 4821865,014 | 0,0 |
| 3/ 16 | 28,776 | 0,035 | 95,106 | 95,427 | 0,0 | 0,007 | 0,000 | 0,0 | 4821865,014 | 4821865,014 | 0,0 |
| 3/ 17 | 29,391 | 0,034 | 95,127 | 95,427 | 0,0 | 0,021 | 0,000 | 0,0 | 4821865,014 | 4821865,014 | 0,0 |
| 3/ 18 | 31,198 | 0,032 | 95,166 | 95,427 | 0,0 | 0,040 | 0,000 | 0,0 | 4821865,014 | 4821865,014 | 0,0 |
| 3/ 19 | 31,377 | 0,032 | 95,405 | 95,427 | 0,0 | 0,239 | 0,000 | 0,0 | 4821865,014 | 4821865,014 | 0,0 |
| 3/ 20 | 31,601 | 0,032 | 95,657 | 95,427 | 0,0 | 0,251 | 0,000 | 0,0 | 4821865,014 | 4821865,014 | 0,0 |
| 3/ 21 | 31,880 | 0,031 | 95,657 | 95,427 | 0,0 | 0,000 | 0,000 | 0,0 | 4821865,014 | 4821865,014 | 0,0 |
| 3/ 22 | 32,201 | 0,031 | 95,710 | 95,427 | 0,0 | 0,052 | 0,000 | 0,0 | 4821865,014 | 4821865,014 | 0,0 |
| 3/ 23 | 32,473 | 0,031 | 95,719 | 95,427 | 0,0 | 0,009 | 0,000 | 0,0 | 4821865,014 | 4821865,014 | 0,0 |
| 3/ 24 | 32,626 | 0,031 | 95,742 | 95,427 | 0,0 | 0,024 | 0,000 | 0,0 | 4821865,014 | 4821865,014 | 0,0 |
| 3/ 25 | 33,417 | 0,030 | 95,777 | 95,427 | 0,0 | 0,034 | 0,000 | 0,0 | 4821865,014 | 4821865,014 | 0,0 |
| 3/ 26 | 33,536 | 0,030 | 95,777 | 95,427 | 0,0 | 0,000 | 0,000 | 0,0 | 4821865,014 | 4821865,014 | 0,0 |
| 3/ 27 | 33,718 | 0,030 | 95,781 | 95,427 | 0,0 | 0,004 | 0,000 | 0,0 | 4821865,014 | 4821865,014 | 0,0 |
| 3/ 28 | 33,886 | 0,030 | 95,987 | 95,427 | 0,0 | 0,206 | 0,000 | 0,0 | 4821865,014 | 4821865,014 | 0,0 |
| 3/ 29 | 34,079 | 0,029 | 95,989 | 95,427 | 0,0 | 0,002 | 0,000 | 0,0 | 4821865,014 | 4821865,014 | 0,0 |
| 3/ 30 | 34,580 | 0,029 | 95,994 | 95,427 | 0,0 | 0,005 | 0,000 | 0,0 | 4821865,014 | 4821865,014 | 0,0 |
| 3/ 31 | 34,733 | 0,029 | 96,087 | 95,427 | 0,0 | 0,094 | 0,000 | 0,0 | 4821865,014 | 4821865,014 | 0,0 |

Tableau V.4 périodes et participations massiques

Note : La valeur de participation massique a atteint les 90% dans le **mode 11**.

4. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon le RPA la résultante des forces sismiques à la base 'V_t' obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la *méthode statique équivalente* (RPA 2003 Art 4.2).

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W_T \text{ (RPA 2003 Art 4.2.3)}$$

Avec:

- **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le **RPA 2003 tableau 4.1** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment : $A = 0,15$

- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(T_2/3,0)^{\frac{2}{3}}(3,0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

$T_1=0,15$; $T_2=0,5$ voir le **tableau 4.7(RPA)**

η : donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

- ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\xi = \left(\frac{7\% + 10\%}{2} \right) = 8,5\%$$

Quand $\xi = 8,5\%$; On a $\eta = 0,816$

T : La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}} \quad (4-6)$$

- h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). $h_N = 31,14m$
- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6. $C_T = 0,05$

$$T = 0,66 \text{ sec.} \Rightarrow T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec.}$$

Vérification de la période selon l'**RPA 99 / 03 (Art4.2.4.b.4)**:

Les valeurs de T , calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_{\text{robot}} = 0,60 \text{ sec} < T \times 1,30 = 0,86 \text{ sec.}$$

$$\text{Donc : } D = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T_{\text{etabs}}} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,80 \Rightarrow \underline{\underline{D_x = D_y = 1,80}}$$

- **R**: le coefficient de comportement global de la structure (RPA 2003 tableau 4.3)

$$\underline{\underline{R = 5}}$$

- **Q** : facteur de qualité voir le titre **E - b**.

$$\underline{\underline{Q_x = 1,05 Q_y = 1,05}}$$

- **W** : poids total de la structure, donné par ETABS

$$W_{tx} = W_{ty} = \underline{20481,537KN}$$

• **Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA 2003 Art 4.3.6)**

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ;calculée par *robot* ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la *méthode statique équivalente* V_{max} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. ($V_t > 0,80 V$)

$$V_x = \frac{A D_x Q}{R} W_T \Rightarrow V_x = \frac{0,15 \cdot 1,80 \cdot 1,05}{5} \cdot 20481,537 \Rightarrow V_x = 1161,30KN$$

$$V_y = \frac{A D_y Q}{R} W_T \Rightarrow V_y = \frac{0,15 \cdot 1,80 \cdot 1,05}{5} \cdot 20481,537 \Rightarrow V_y = 1161,30 KN$$

| | (V_{max}) (KN) | 0,8 V_{MSE} (KN) | $V_{MMS}(V_T)$ (KN) | Observation |
|------------|-----------------------|-----------------------|------------------------|-------------|
| Sens (x-x) | 1161,30 | 929,04 | 4367,99 | vérifie |
| Sens (y-y) | 1161,30 | 929,04 | 4613,09 | vérifie |

Tableau V.5 : Vérification de la résultante des forces sismiques

5. Vérification des déplacements :

.On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage [RPA 2003 Art 5.10].

On doit aussi vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule

suivante : $\delta_{max} \leq f = \frac{H_t}{500}$

a) Vérification des déplacements max de la structure :

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel robot

f : La flèche admissible.

Ht : La hauteur totale du bâtiment.

$$\delta_{max} = 0,09 \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{31,14}{500} = 0,0675 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

b) Vérification des déplacements max de la structure :

Le déplacement horizontal : à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

D'après le RPA 99 (Art 4.43) : $\delta_K = R \delta_{ek}$

Avec δ_k : déplacement du aux forces sismique. F_i (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif : au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

| Niveaux | $\delta_k X$ (m) | $\Delta_k X$ (m) | $\Delta_k X$ (m) | $\Delta_k Y$ (m) | 1% h | Obs |
|----------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|--------|---------|
| Niveau 9 | 0,089 | 0,079 | 0,010 | 0,010 | 0,0360 | Observé |
| Niveau 8 | 0,078 | 0,069 | 0,017 | 0,009 | 0,0306 | Observé |
| Niveau 7 | 0,061 | 0,060 | 0,006 | 0,010 | 0,0306 | Observé |
| Niveau 6 | 0,055 | 0,050 | 0,012 | 0,010 | 0,0306 | Observé |
| Niveau 5 | 0,044 | 0,040 | 0,007 | 0,009 | 0,0306 | Observé |
| Niveau 4 | 0,038 | 0,031 | 0,010 | 0,009 | 0,0306 | Observé |
| Niveau 3 | 0,028 | 0,022 | 0,013 | 0,008 | 0,0306 | Observé |
| Niveau 2 | 0,015 | 0,014 | 0,008 | 0,007 | 0,0306 | Observé |
| Niveau 1 | 0,007 | 0,007 | 0,005 | 0,005 | 0,0306 | Observé |
| RDC | 0,002 | 0,002 | 0,001 | 0,005 | 0,0306 | Observé |

Tableau V.6: Déplacements relatifs sous l'action E_x et E_y

Remarque: On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement R lors du calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on spécifié le type de contreventement).

a) : Spécification pour les poteaux

Art 7.4.3.1/ RPA99 version2003

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{bc \times f_{c28}} \leq 0.30$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous la combinaison $G + Q \pm E$.

Bc : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton.

➤ Pour les poteaux de RDC et 1^{er} étage (45×45) $cm^2 N_d = 1437,91 kN$

$$v = \frac{1437,91 \times 10^3}{450^2 \times 25} = 0.28 \leq 0,30 \text{ de la condition du RPA}$$

condition vérifiée

➤ Pour les poteaux de 2.3.4 (40×40) $cm^2 N_d = 835,94 kN$

$$v = \frac{835,94 \times 10^3}{400^2 \times 25} = 0.20 \leq 0,30 \text{ de la condition du RPA}$$

condition vérifiée

➤ Pour les poteaux de 5.6.7 (35×35) $cm^2 N_d = 400,00 kN$

$$v = \frac{400,00 \times 10^3}{350^2 \times 25} = 0,13 \leq 0,30 \text{ de la condition du RPA}$$

condition vérifiée

➤ Pour les poteaux de 8 et 9 (30×30)cm² Nd = 207,42kN

$$v = \frac{207,42 \times 10^3}{300^2 \times 25} = 0,092 \leq 0,30 \text{ de la condition du RPA}$$

condition vérifiée

b) Justification Vis à Vis De l'effet P-Δ :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_k} \leq 0,10 \quad (\text{RPA99 / Art 5.9})$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau

« k » calculés suivant le formule ci-après

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi^*} + \beta W_{Qi})$$

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 (KN) | Δ _k X (m) | Δ _k Y (m) | V _k X (KN) | V _k Y (KN) | H _k (m) | θ _K X | θ _K Y | vérif |
|------|---------------------|-------------------------|-------------------------|--------------------------|--------------------------|-----------------------|------------------|------------------|-------|
| 9 | 4798.4 | 0,0015 | 0,0015 | 468.59 | 473.69 | 3,06 | 0,0050 | 0,0050 | ✓ |
| 8 | 4547,33 | 0,0016 | 0,0015 | 768,99 | 786.61 | 3,06 | 0,0031 | 0,0028 | ✓ |
| 7 | 4547,34 | 0,0016 | 0,0016 | 1010,34 | 1027,30 | 3,06 | 0,0024 | 0,0023 | ✓ |
| 6 | 4681,67 | 0,0016 | 0,0015 | 1222,93 | 1240,86 | 3,06 | 0,0020 | 0,0018 | ✓ |
| 5 | 4551,43 | 0,0015 | 0,0015 | 1399,58 | 1420,29 | 3,06 | 0,0016 | 0,0016 | ✓ |
| 4 | 4551,42 | 0,0015 | 0,0014 | 544,94 | 1566,98 | 3,06 | 0,0014 | 0,0013 | ✓ |
| 3 | 4804,38 | 0,0013 | 0,0012 | 1667,57 | 1690,02 | 3,06 | 0,0012 | 0,0011 | ✓ |
| 2 | 4804,37 | 0,0011 | 0,001 | 1769,99 | 1794,46 | 3,06 | 0,0010 | 0,0009 | ✓ |
| 1 | 4934,77 | 0,008 | 0,0008 | 1861,97 | 1891,37 | 3,06 | 0,0008 | 0,0007 | ✓ |
| RDC | 4934,78 | 0,003 | 0,0003 | 1937,77 | 1973,41 | 3.60 | 0,0003 | 0,0002 | ✓ |

Tableau V.7 : justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ dans les deux Sens

D'où θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieurs à « $0,1 h_K$ ».

⇒ Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

CONCLUSION :

Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, alors on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

Ébauche uniquement

VI.2) Poteaux :**VI.2.1) 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.
- Et sous l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants:

| Situation | σ_b | f_{c28} (MPa) | f_{bu} (MPa) | F_e (MPa) | σ_s (MPa) |
|------------------------|------------|-----------------|----------------|-------------|------------------|
| Situation durable | 1,5 | 25 | 14,2 | 400 | 348 |
| Situation accidentelle | 1,15 | 25 | 18,48 | 400 | 400 |

Tableau VI.2.1 : Caractéristiques mécanique des matériaux

VI.2.2) Recommandations de l'RPA :❖ **Armatures longitudinales (Art 7.4.2.1) :**

Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence (HA), droites et sans crochets et avoir un diamètre minimal est supérieur ou égal à 12mm.

- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone II_a).
 - La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone II_a).
 - Le pourcentage minimal est 0,8 % (b×h) on (zone II_a).
- Poteau :(45x45) : $A_{\min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$
Poteau :(40x40) : $A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$.
Poteau :(35x 35) : $A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$.
Poteau :(30x 30) : $A_{\min} = 0.008 \times 30 \times 30 = 7.2 \text{ cm}^2$.

d) Le pourcentage maximum est :

- 4 % (zone courante) ;

Poteau :(45x45) : $A_{\max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$.
Poteau :(40x 40) : $A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$.
Poteau :(35x 35) : $A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$
Poteau :(30x 30) : $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$

2) 6 % (zone de recouvrement) :

Poteau : (45x45) : $A_{max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$.

Poteau : (40x40) : $A_{max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96.0 \text{ cm}^2$.

Poteau : (35x35) : $A_{max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$.

Poteau : (30x30) : $A_{max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$.

| Sections (cm ²) | Amin (cm ²) | Amax (cm ²) | |
|--------------------------------|----------------------------|-------------------------|----------------------|
| | | Zone courante | Zone de recouvrement |
| (45 x 45) | 16.20 | 121.50 | 81 |
| (40 x 40) | 12.80 | 96.00 | 64 |
| (35 x 35) | 9.80 | 73.50 | 49 |
| (30 x 30) | 7.2 | 54 | 36 |

Tableau VI.2.2 : sections minimale et maximale dans les poteaux

- e) Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

❖ Armatures transversales

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations du béton et le flambement des armatures longitudinales
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.

➤ Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante : (RPA 99 révisé 2003 / Art 7.4.2.2)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e}$$

Avec : V_u : Effort tranchant de calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

h : Hauteur totale de la section brute.

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \Rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \Rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

Avec : $\lambda_g = \frac{I_f}{a}$ Où $\lambda_g = \frac{I_f}{b}$

I_f : La longueur de flambement des poteaux.

S_t : Espacement des armatures transversales.

✓ Dans la zone nodale : $S_t \leq 10 \Phi$ cm.

✓ Dans la zone courante : $S_t \leq \text{Min}(b/2, h/2, 10 \Phi)$

Φ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

➤ La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{\text{min}} = 0,3 \%$

$\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_{\text{min}} = 0,8 \%$

$3 < \lambda_g < 5$ Interpolation entre les valeurs limites du poteau

➤ Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants (Φ cheminées $> 12\text{cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

➤ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \Phi_{\text{min}}$.

❖ Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport aux sections du béton sont :

VI.2.3) Etapes de calcul en flexion composée à l'ELU :

❖ Calcul du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

N étant un effort de compression, deux cas peuvent se présenter :

- Section partiellement comprimée (SPC)
- Section entièrement comprimée (SEC)

1) Section partiellement comprimée (S.P.C) :

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

$e_u > \left(\frac{h}{2} - c\right)$; $N_u (d - c') - M_f \leq (0,337h - 0,81c) b h^2 f_{bu}$

Avec :

$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$

M_f : Moment fictif.

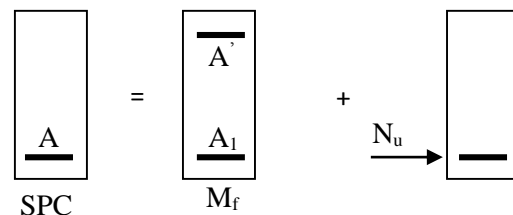


Fig VI.2.3 section d'un poteau à SPC

✓ Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$$

Si : $\mu \leq \mu_1 = 0,392$ la section est simplement armée.

$$\mu \xrightarrow{\text{tableau}} \beta$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

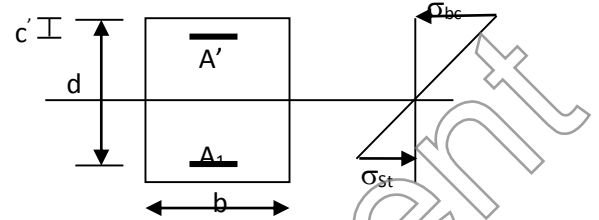


Fig VI.2.4 diagramme des contraintes

La section réelle d'armature est : $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

Si : $\mu \geq \mu_1 = 0,392$ la section est doublement armée.

Et on calcule : $M_r = \mu_1 bd^2 f_{bu}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} ; A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature : $A_s = A' ; A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

2) Section entièrement comprimée (S.E.C) :

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

$$e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u (d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bu}$$

Deux cas peuvent se présenter :

2.1) Si : $\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bu} < N_u (d - c') - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bu}$

Les sections d'armatures sont : $A_1 = \frac{N - 100 \psi b h f_{bu}}{100 \sigma_s} ; A_2 = 0$

Avec :

$$\Psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d-c') - M_f}{bh^2 f_{bu}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

$$2.2) \text{ Si } N_u (d-c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bu}$$

$$\text{Les sections d'armatures sont : } A_1 = \frac{M_f - (d - 0,5h) bh f_{bu}}{(d - c') \sigma_s} ; A_2 = \frac{N - bh f_{bu}}{\sigma_s} - A_1$$

Remarque :

Si : $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle \Rightarrow compression pure), le calcul se fera à l'état limite de

stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B f_{bu}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

Note :

Le ferrailage des poteaux sera se fera par zone, selon la section des poteaux car il possible de d'adopter le même ferrailage pour certain niveaux.

Zone I : du RDC ,1^{ère} étage \Rightarrow Section (45 x 45).

Zone II : du 2^{ème} étage au 4^{ème} étage \Rightarrow Section (40 x 40).

Zone III : du 5^{ème} et 7^{ème} étage \Rightarrow Section (35 x 35).

Zone III : du 8^{ème} et 9^{ème} étage \Rightarrow Section (30 x 30).

VI.2.4) Calcul à l'ELU et au Séisme :**Exemple de calcul manuel :**

- **Poteaux 45x45 :**

$$N_u = 1437,915 \text{ KN et } M_u = 56,996 \text{ KN.m}$$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0,039 \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0,205 \Rightarrow \text{S.E.C}$$

Vérification de la 1^{er} condition :

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bu} < N_u (d - c') - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bu}$$

\Rightarrow **Condition non vérifiée.**

$$M_f = 337,28 \text{ KN.m}$$

Donc : Les sections d'armatures sont :

$$A_1 = \frac{M_f - (d - 0,5h)bf_{bu}}{(d - c')\sigma_s} \quad A_1 = \frac{337,28 - (0,43 - 0,225)0,45 \times 0,45 \times 14,2 \times 10^3}{(0,43 - 0,02)348 \times 10^{-3}} = -2,45 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N - bhf_{bu}}{\sigma_s} - A_1 = \frac{1437,915 - (0,45 \times 0,45) \times 14,2 \times 10^3}{348 \times 10^{-3}} - 2,36 = -4,13 - 2,45 = -6,58 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Ébauche uniquement

Tableau VI.2.3. Ferrailage des poteaux à l'ELU dans les deux sens.

| Section | Sollicitation | N (KN) | M (KN.M) | $e = \frac{Mu}{Nu}$ (m) | h/2-c (m) | OBS | A _s (cm ²) | A's (cm ²) |
|-------------------------------------|--------------------------------------|------------|------------|-------------------------|-----------|------|-----------------------------------|------------------------|
| ZONE I | N _{max} - M _{corr} | 1437,915 | M2= 56,992 | 0,040 | 0,195 | SEC | 0 | 0 |
| | | | M3= 13,774 | 0,009 | 0,195 | SEC | 0 | 0 |
| | N _{min} - M _{corr} | 1228,851 | M2= 16,406 | 0,013 | 0,195 | SEC | 0 | 0 |
| | | | M3= 54,402 | 0,044 | 0,195 | SEC | 0 | 0 |
| | M _{max} -N _{corr} | 1437,915 | M2= 56,992 | 0,040 | 0,195 | SEC | 0 | 0 |
| M _{max} -N _{corr} | 1403,133 | M3= 54,892 | 0,009 | 0,195 | SEC | 0 | 0 | |
| ZONE II | N _{max} -M _{corr} | 835,941 | M2= 23,219 | 0,027 | 0,170 | SEC | 0 | 0 |
| | | | M3= 17,311 | 0,020 | 0,170 | SEC | 0 | 0 |
| | N _{min} - M _{corr} | 701,605 | M2= 19,213 | 0,027 | 0,170 | SEC | 0 | 0 |
| | | | M3= 21,478 | 0,030 | 0,170 | SEC | 0 | 0 |
| | M _{max} -N _{corr} | 354,768 | M2= 46,036 | 0,129 | 0,170 | SEC | 0 | 0 |
| M _{max} -N _{corr} | 342,793 | M3= 45,792 | 0,133 | 0,170 | SEC | 0 | 0 | |
| ZONE III | N _{max} -M _{corr} | 400,00 | M2= 36,295 | 0,090 | 0,145 | SEC | 0 | 0 |
| | | | M3= 35,599 | 0,088 | 0,145 | SEC | 0 | 0 |
| | N _{min} - M _{corr} | 273,696 | M2= 26,958 | 0,098 | 0,145 | SEC | 0 | 0 |
| | | | M3= 8,897 | 0,031 | 0,145 | SEC | 0 | 0 |
| | M _{max} -N _{corr} | 139,641 | M2= 58,229 | 0,416 | 0,145 | SPC | 3,07 | 0 |
| M _{max} -N _{corr} | 127,065 | M3= 59,935 | 0,424 | 0,145 | SPC | 3,37 | 0 | |
| ZONE III | N _{max} -M _{corr} | 207,421 | M2= 33,125 | 0,159 | 0,120 | SEC | 0,660 | 0 |
| | | | M3= 20,364 | 0,149 | 0,120 | SEC | 0 | 0 |
| | N _{min} - M _{corr} | 135,905 | M2= 27,635 | 0,203 | 0,120 | SEC | 0,93 | 0 |
| | | | M3= 24,595 | 0,180 | 0,120 | SEC | 0,61 | 0 |
| | M _{max} -N _{corr} | 42,167 | M2= 38,466 | 0,912 | 0,120 | SEC | 3,24 | 0 |
| M _{max} -N _{corr} | 77,604 | M3= 37,071 | 0,477 | 0,120 | SEC | 2,64 | 0 | |

- Le ferraillage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures.
- A_s (min) correspondante recommandée par le règlement « RPA.99-V 2003 » en zone IIa.

| niveaux | Section (cm ²) | A's (cm ²) | As (cm ²) | Amin (cm ²) | A adopté (cm ²) | Choix de As (cm ²) |
|----------------------------|----------------------------|------------------------|-----------------------|-------------------------|-----------------------------|--------------------------------|
| RDC- 1 ^{er} étage | ZONE I | 0 | 0 | 16.2 | 20,6 | 4 HA 20+4HA16 |
| 2-3-4 étages | ZONE II | 0 | 0 | 12.8 | 14,19 | 4HA16+4HA14 |
| 5-6-7 étages | ZONE III | 0 | 3,37 | 9.80 | 12,32 | 8HA14 |
| 8-9 étages | ZONE IV | 0 | 3,24 | 7,20 | 10,68 | 4HA14+4HA12 |

Tableau VI.2.4. Ferraillage des poteaux adopte dans les deux sens.

1) **Vérification à l'ELU :**

a) **Longueur de recouvrement :**

Zone I : $L_r = 40\phi_l = 40 \times 2,0 = 80 \text{ cm}$ $L_r = 80 \text{ cm}$

Zone II : $L_r = 40\phi_l = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$ $L_r = 70 \text{ cm}$

Zone III : $L_r = 40 \phi_l = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$ $L_r = 60 \text{ cm}$

Zone IV : $L_r = 40 \phi_l = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$ $L_r = 50 \text{ cm}$

b) **Délimitation de la zone nodale :** (Art 7.4.2.2 de RPA 99 modifiée 2003).

Au niveau des poutres : $L' = 2 h$; Avec : h = hauteur de la poutre

Au niveau des poteaux : $h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm})$

$$= \max(360/6 ; 45 ; 45 ; 60) = 60 \text{ cm}$$

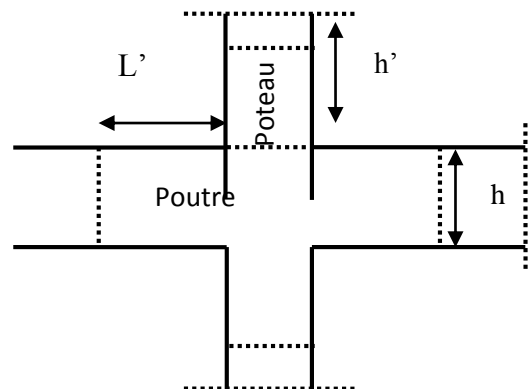
On aura : $h' = 60 \text{ cm}$

Avec :

b_1, h_1 : dimensions du poteau

h_e : hauteur entre nu de poteau.

Fig VI.2.5. Délimitation de la zone nodale



- **Longueur d'ancrage :** (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221)

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\tau_u = 0.6\psi_s^2 f_{t28}$$

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

$\psi_s = 1.5$ Pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{Pour les HA14 : } L_s = \frac{\phi f_e = \frac{1.2 \times 400}{4 \times (0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)}}{4\tau_{su}} = 42,33 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA14 : } L_s = \frac{\phi f_e = \frac{1.4 \times 400}{4 \times (0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)}}{4\tau_{su}} = 49,38 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA16 : } L_s = \frac{\phi f_e = \frac{1.6 \times 400}{4 \times (0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)}}{4\tau_{su}} = 56,44 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA20 : } L_s = \frac{\phi f_e = \frac{2 \times 400}{4 \times (0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)}}{4\tau_{su}} = 70,55 \text{ cm}$$

• **Détermination des armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce ; elles ont un rôle principal qui est le maintien des armatures longitudinales en évitant ainsi leur flambement.

D'après les règles du BAEL.91-modifié99, le diamètre des armatures transversales ϕ_t est au moins égal à la valeur normalisée de la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_l^{max} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_1 \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

T_u : effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales

ρ_1 : coefficient correcteur qui tient compte de mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_1 = 2.5 \text{ si l'élanement géométrique dans la direction considérée } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_1 = 3.75 \text{ dans le cas contraire} \\ \lambda_g : \text{L'élanement géométrique du poteau.} \end{array} \right.$$

$$\text{Avec : } \lambda_g = \frac{I_f}{a} \quad \text{Où } \lambda_g = \frac{I_f}{b} \text{ avec : } a = b \quad \text{Telle que : } I_f = 0.70L_0$$

L_f : longueur de flambement de poteau

L_0 : longueur libre de poteau

Avec : $L_0 = 3,60$ cm pour le RDC

$L_0 = 3,06$ cm les étages courants.

a) Espacement des armatures transversales:

Selon le RPA, la valeur maximale de l'espacement S_t des armatures transversales est fixée comme suit :

b) Dans la zone nodale : $S_t \text{ Min } (\emptyset l ; 15 \text{ cm}) = 14 \text{ cm}$
 $S_t = 10 \text{ cm}$

c) Dans la zone courante : $S_t \leq 15\emptyset l = 15 \times 1,4 = 21 \text{ cm}$
 $S_t = 15 \text{ cm}$

\emptyset : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

d) Calcul l'élancement λ_g et $A_t \text{ min}$:

1) Poteau (30x30):

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,7 \times 306}{30} = 7,14 \Rightarrow \lambda_g > 5$$

$$A_t^{\text{min}} = 0,3\% S_t \times a$$

Zone Nodale: $A_t^{\text{min}} = 0,003 \times 30 \times 10 = 0,90 \text{ cm}^2$

Zone courante: $A_t^{\text{min}} = 0,003 \times 30 \times 15 = 1,35 \text{ cm}^2$

2) Poteau (35x35):

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,7 \times 306}{35} = 6,12 \Rightarrow \lambda_g > 5$$

$$A_t^{\text{min}} = 0,3\% S_t \times a$$

Zone Nodale: $A_t^{\text{min}} = 0,003 \times 35 \times 10 = 1,05 \text{ cm}^2$

Zone courante: $A_t^{\text{min}} = 0,003 \times 35 \times 15 = 1,58 \text{ cm}^2$

3) Poteau (40x40):

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,7 \times 306}{40} = 5,35 \Rightarrow \lambda_g > 5$$

$$A_t^{\text{min}} = 0,3\% S_t \times a$$

Zone Nodale: $A_t^{\text{min}} = 0,003 \times 40 \times 10 = 1,2 \text{ cm}^2$

Zone courante: $A_t^{\text{min}} = 0,003 \times 40 \times 15 = 1,80 \text{ cm}^2$

4) Poteau (45x45) :

$$\lambda g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,7 \times 306}{35} = 4.76 \Rightarrow 3 > \lambda g > 5$$

Interpolation:

$$A_t^{\min} = 0.425 \% S_t \times a$$

$$\text{Zone Nodale: } A_t^{\min} = 0.00425 \times 45 \times 10 = 1.91 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante: } A_t^{\min} = 0.00425 \times 45 \times 15 = 2.87 \text{ cm}^2$$

5) Pour RDC :**Poteau (45x45):**

$$\lambda g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,7 \times 360}{45} = 5.6 \Rightarrow \lambda g > 5$$

$$A_t^{\min} = 0.3 \% S_t \times a$$

$$\text{Zone Nodale: } A_t^{\min} = 0.003 \times 45 \times 10 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante: } A_t^{\min} = 0.003 \times 45 \times 15 = 2.03 \text{ cm}^2$$

D'où : Les armatures transversales des poteaux seront composées d'un cadres HA8 et d'un losange HA8 pour tous les poteaux : **$A_t = 2,01 \text{ cm}^2$**

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi t$ minimum = 8 mm.

Les poteaux du RDC seront encadrées avec un cadre et un losange de T10 de sections transversales ($4 \phi 10 = 3.93 \text{ cm}^2$) dans la zone courante.

NB : La zone nodale est sensible au séisme, on introduit des armatures en U superposées (avec alternance dans l'orientation) afin de la consolider et ainsi, la rendre non vulnérable.

CONCLUSION :

| | Niveau | Section (cm ²) | Armatures longitudinales | Armatures transversales |
|-----------------|------------------------------|----------------------------|--------------------------|-------------------------|
| Zone I | RDC et 1 ^{er} étage | 45 x 45 | 4HA20+4HA16 | 4HA8 |
| Zone II | 2,3,4 étage | 40 x 40 | 4HA16+4HA14 | |
| Zone III | 5.6.7 étage | 35 x 35 | 8HA14 | |
| ZONE III | 8 et 9 étage | 30 x 30 | 4HA14+4HA12 | |

Tableau VI.2.5. Ferrailage des poteaux adopte dans les deux sens.

c. Vérification au cisaillement :

$$\tau_b = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement

T_u : effort tranchant de la section étudiée

b : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile ($d = h - c$)

❖ Calcul de la contrainte dans le béton:

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

❖ Calcul de la contrainte admissible dans le béton:

On a:
$$\begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \lambda_g = \frac{l_f}{h} > 5 \end{cases}$$

λ_g : l'élancement géométrique du poteau.

l_f : longueur du flambement du poteau ; $l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$

| Niveau | Vu (KN) | | B (cm) | h (cm) | λ_g | ρ_d | τb (Mpa) | | $\tau' b$ (Mpa) | Vérification |
|-----------------------------|----------------|----------------|--------|--------|-------------|----------|----------------|-------|-----------------|--------------|
| RDC 1 ^{er} étage | V ₂ | V ₃ | 45 | 45 | 5,6 | 0,075 | 0,646 | 0,609 | 1.875 | CV |
| | 122,197 | 115,283 | | | 4,76 | 0,04 | 0,646 | 0,069 | 1 | |
| 2-3-4 ^{eme} étages | 103,721 | 65,809 | 45 | 45 | 5,35 | 0,075 | 0,700 | 0,444 | 1.00 | CV |
| 5-6-7 ^{eme} étages | 112,815 | 86,632 | 40 | 40 | 6,12 | 0,075 | 1,007 | 0,773 | 1.875 | CV |
| 8-9 ^{eme} étages | 97,565 | 79,854 | 35 | 35 | 7,14 | 0,075 | 0,075 | 1,200 | 1.875 | CV |

Tableau VI.2.6. Vérification de la contrainte de cisaillement dans le béton.

VI.2.5) Vérification à l'ELS :

a. Condition de non fragilité : si :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \left[\frac{e_s - 0,455 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d} \right] \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

| Section | Sollicitation | Ns (KN) | Ms (KN.M) | es Mu/Nu | h/6 (m) | OBS | As (cm ²) | A's (cm ²) | Vérification |
|-------------------------------------|--------------------------------------|------------|------------|----------|---------|--------|-----------------------|------------------------|--------------|
| ZONE I | N _{max} - M _{corr} | 555,228 | M2= 0,091 | 0,001 | 0,075 | SEC | 5,620 | 20.6 | OK |
| | | | M3= 1,251 | 0,002 | 0,075 | SEC | 5,712 | | |
| | N _{min} - M _{corr} | 87,147 | M2= 15,096 | 0,172 | 0,075 | SPC | 0,427 | | |
| | | | M3= 0,031 | 0,003 | 0,075 | SEC | 5,628 | | |
| | N _{corr} -M _{max} | 98,479 | M2= 15,745 | 0,159 | 0,075 | SPC | 0,867 | | |
| N _{corr} -M _{max} | 158,972 | M3= 7,476 | 0,047 | 0,075 | SEC | 10,780 | | | |
| ZONE II | N _{max} -M _{corr} | 432,567 | M2= 0,210 | 0,004 | 0,067 | SEC | 4,414 | 14.19 | OK |
| | | | M3= 4,562 | 0,010 | 0,067 | SEC | 4,870 | | |
| | N _{min} - M _{corr} | 47,047 | M2=1 5,175 | 0,322 | 0,067 | SPC | 1,085 | | |
| | | | M3= 0,013 | 0,035 | 0,067 | SEC | 4,406 | | |
| | N _{corr} -M _{max} | 61,309 | M2= 15,751 | 0,002 | 0,067 | SEC | 0,840 | | |
| N _{corr} -M _{max} | 231,582 | M3= 9,898 | 0,042 | 0,067 | SEC | 8,721 | | | |
| ZONE III | N _{max} -M _{corr} | 267,120 | M2= 2,756 | 0,010 | 0,058 | SEC | 3,378 | 12.32 | OK |
| | | | M3= 3,076 | 0,011 | 0,058 | SEC | 3,803 | | |
| | N _{min} - M _{corr} | 5,401 | M2= 2,340 | 0,062 | 0,058 | SPC | 1,040 | | |
| | | | M3= 19,947 | 3,69 | 0,058 | SPC | 1,320 | | |
| | N _{corr} -M _{max} | 33,557 | M2= 21,691 | 0,646 | 0,058 | SPC | 1,153 | | |
| N _{corr} -M _{max} | 137,784 | M3= 14,778 | 0,107 | 0,058 | SPC | 0,317 | | | |
| ZONE IV | N _{max} -M _{corr} | 199,956 | M2= 6,790 | 0,033 | 0,05 | SPC | 5,445 | 10,68 | OK |
| | | | M3= 9,489 | 0,047 | 0,05 | SPC | 4,161 | | |
| | N _{min} - M _{corr} | 25,505 | M2= 0,205 | 0,008 | 0,05 | SPC | 2,679 | | |
| | | | M3= 11,361 | 0,445 | 0,05 | SPC | 0,798 | | |
| | M _{max} -N _{corr} | 15,566 | M2= 17,552 | 1,127 | 0,05 | SPC | 0,912 | | |
| M _{max} N _{corr} | 49,295 | M3= 12,012 | 0,243 | 0,05 | SPC | 0,617 | | | |

Tableau VI.2.7. Vérification de la condition non fragilité à l'ELS dans les deux sens

b. Vérification des contraintes :**❖ Contrainte du béton : [BAEL 91A.4.5.2]**

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

Remarque :

On peut y vérifier la contrainte dans le béton par deux méthodes, manuellement ou à l'aide du logiciel SOCOTEC.

• Méthode manuelle :

On a deux cas à vérifier à l'ELS :

➤ **Si :** $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$ \Rightarrow La section est entièrement comprimée (SEC).

✓ L'aire de la section homogène totale : $S = bh + 15(A_s + A'_s)$

✓ La position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du CDG géométrique :

$$X_G = 15 \frac{A'_s (0,5h - d') - A_s (d - 0,5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

✓ L'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15[A'_s (0,5h - d' - X_G)^2 + A_s (d - 0,5h + X_G)^2]$$

✓ Les contraintes dans le béton valent :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}} (e_s - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G \right)}{I} \quad \text{Sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}} (e_s - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G \right)}{I} \quad \text{Sur la fibre inférieure}$$

Enfin ; on vérifie :

$$\max(\sigma_{\text{sup}}; \sigma_{\text{inf}}) \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

➤ Si : $\frac{M_s}{N_s} \geq \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC)

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre : $y_1 = y_2 + l_c$

Avec :

y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé.

y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.

l_c : La distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

$$\left\{ \begin{array}{l} l_c = \frac{h}{2} - e_s \\ \text{Avec : } p = -3 \times l_c^2 - 6n\bar{A}_u \frac{l_c - c'}{b} + 6nA_u \frac{d - l_c}{b} \\ q = -2 \times l_c^3 - 6n\bar{A}_u \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6nA_u \frac{(d - l_c)^2}{b} \end{array} \right.$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul $\Delta : \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

➤ Si $\Delta \geq 0$: $t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3u}$

➤ Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = \text{acos}\left(\frac{\alpha}{3}\right) \quad ; \quad y_2^2 = \text{acos}\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) \quad ; \quad y_2^3 = \text{acos}\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \quad ; \quad a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15[A_s(d - y_1)^2 + A'_s(y_1 - d')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{l} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Les résultats de la vérification sont donnés par le logiciel SOCOTEC :

| Section | Sollicitation | Ns (KN) | Ms (KN.M) | es (m) | h/6 (m) | OBS | σ_{sup} (Mpa) | σ_{inf} (Mpa) | $\bar{\sigma}$ (Mpa) | Vérification |
|----------------------|----------------------|------------|------------|--------|---------|------|----------------------|----------------------|----------------------|--------------|
| ZONE I | $N_{max} - M_{corr}$ | 555,228 | M2= 0,091 | 0,001 | 0,075 | SEC | 2,45 | 2,44 | 15 | CV |
| | | | M3=1,251 | 0,027 | 0,075 | SEC | 4,05 | 3,92 | 15 | CV |
| | $N_{min} - M_{corr}$ | 87,147 | M2=15,747 | 0,173 | 0,075 | SPC | 1,35 | 0 | 15 | CV |
| | | | M3=0,031 | 0,001 | 0,075 | SEC | 0,38 | 0,38 | 15 | CV |
| | $M_{max} - N_{corr}$ | 98,479 | M2=15,745 | 0,160 | 0,075 | SPC | 1,36 | 0 | 15 | CV |
| $M_{max} - N_{corr}$ | 158,972 | M3=7,476 | 0,047 | 0,075 | SEC | 1,08 | 0,31 | 15 | CV | |
| ZONE II | $N_{max} - M_{corr}$ | 43,567 | M2=0,210 | 0,003 | 0,066 | SEC | 0,26 | 0,23 | 15 | CV |
| | | | M3=4,52 | 0,011 | 0,066 | SEC | 0,61 | 0 | 15 | CV |
| | $N_{min} - M_{corr}$ | 47,04 | M2=15,175 | 0,323 | 0,066 | SPC | 1,97 | 0 | 15 | CV |
| | | | M3=0,013 | 0,007 | 0,066 | SEC | 0,27 | 0,27 | 15 | CV |
| | $M_{max} - N_{corr}$ | 61,309 | M2=15,751 | 0,257 | 0,066 | SPC | 1,97 | 0 | 15 | CV |
| $M_{max} - N_{corr}$ | 231,582 | M3=9,898 | 0,043 | 0,066 | SEC | 2,07 | 0,55 | 15 | CV | |
| ZONE III | $N_{max} - M_{corr}$ | 267,120 | M2=2,756 | 0,010 | 0,058 | SEC | 2,27 | 1,65 | 15 | CV |
| | | | M3=3,076 | 0,012 | 0,058 | SEC | 2,31 | 1,61 | 15 | CV |
| | $N_{min} - M_{corr}$ | 5,401 | M2=2,340 | 0,433 | 0,058 | SPC | 0,44 | 0 | 15 | CV |
| | | | M3=19,947 | 2,396 | 0,058 | SPC | 3,59 | 0 | 15 | CV |
| | $M_{max} - N_{corr}$ | 33,557 | M2=21,691 | 0,647 | 0,058 | SPC | 4,04 | 0 | 15 | CV |
| $M_{max} - N_{corr}$ | 137,784 | M3=14,778 | 0,129 | 0,058 | SPC | 2,86 | 0 | 15 | CV | |
| ZONE IV | $N_{max} - M_{corr}$ | 199,596 | M2= 6,790 | 0,035 | 0,050 | SEC | 3,13 | 0,76 | 15 | CV |
| | | | M3= 5,498 | 0,028 | 0,050 | SEC | 2,91 | 0,98 | 15 | CV |
| | $N_{max} - M_{corr}$ | 25,505 | M2= 0,205 | 0,008 | 0,050 | SEC | 0,28 | 0,21 | 15 | CV |
| | | | M3= 11,361 | 0,445 | 0,050 | SPC | 3,76 | 0 | 15 | CV |
| | $M_{max} - N_{corr}$ | 15,566 | M2= 17,552 | 1,128 | 0,050 | SPC | 4,76 | 0 | 15 | CV |
| $M_{max} - N_{corr}$ | 49,295 | M3= 12,012 | 0,247 | 0,050 | SPC | 3,43 | 0 | 15 | CV | |

Tableau VI.2.8. Vérification de la contrainte du béton.

c. Contrainte de l'acier :

On vérifie que : $\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

| Section | Sollicitation | Ns (KN) | Ms (KN.M) | σ_{sup} (Mpa) | σ_{inf} (Mpa) | $\bar{\sigma}$ (Mpa) | Vérification |
|-------------------------------------|--------------------------------------|------------|------------|----------------------|----------------------|----------------------|--------------|
| ZONE I | N _{max} - M _{corr} | 555,228 | M2= 0,091 | 31,6 | 31,5 | 348 | CV |
| | | | M2= 15,747 | 39,6 | 23,5 | 348 | CV |
| | N _{min} - M _{corr} | 87,147 | M2= 15,745 | 13,4 | -4,7 | 348 | CV |
| | | | M3= 0,031 | 4,96 | 4,94 | 348 | CV |
| | N _{corr} -M _{max} | 158,972 | M2= 15,745 | 17,1 | 0,96 | 348 | CV |
| N _{corr} -M _{max} | 158,972 | M3= 7,476 | 12,8 | 5,20 | 348 | CV | |
| ZONE II | N _{max} -M _{corr} | 43,567 | M2= 0,210 | 3,39 | 3,06 | 348 | CV |
| | | | M3= 4,52 | 6,73 | -0,32 | 348 | CV |
| | N _{min} - M _{corr} | 47,04 | M2= 15,175 | 3,49 | 3,47 | 348 | CV |
| | | | M3= 0,013 | 3,49 | 3,45 | 348 | CV |
| | N _{corr} -M _{max} | 61,309 | M2= 15,751 | 18,00 | -15,00 | 348 | CV |
| N _{corr} -M _{max} | 231,582 | M3= 9,898 | 24,80 | 9,54 | 348 | CV | |
| ZONE III | N _{max} -M _{corr} | 267,120 | M2= 2,756 | 28,1 | 22,1 | 348 | CV |
| | | | M3= 3,076 | 28,5 | 21,8 | 348 | CV |
| | N _{min} - M _{corr} | 5,401 | M2= 2,340 | 3,33 | -4,48 | 348 | CV |
| | | | M3= 19,947 | 24,1 | -52,00 | 348 | CV |
| | N _{corr} -M _{max} | 33,557 | M2= 21,691 | 29,3 | -47,00 | 348 | CV |
| N _{corr} -M _{max} | 137,784 | M3=14,778 | 29,4 | -4,28 | 348 | CV | |
| ZONE IV | N _{min} - M _{corr} | 199,596 | M2= 6,790 | 35,40 | 13,7 | 348 | CV |
| | | | M3= 5,498 | 33,40 | 15,70 | 348 | CV |
| | N _{min} - M _{corr} | 25,505 | M2= 0,205 | 3,43 | 2,77 | 348 | CV |
| | | | M3= 11,361 | 22,9 | -32,00 | 348 | CV |
| | N _{corr} -M _{max} | 15,566 | M2= 17,552 | 32,20 | -58,7 | 348 | CV |
| N _{corr} -M _{max} | 49,295 | M3= 12,012 | 27,1 | -25,3 | 348 | CV | |

Tableau VI.2.9. Vérification de la contrainte de l'acier

d. Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification à effectuer car la fissuration est non préjudiciable

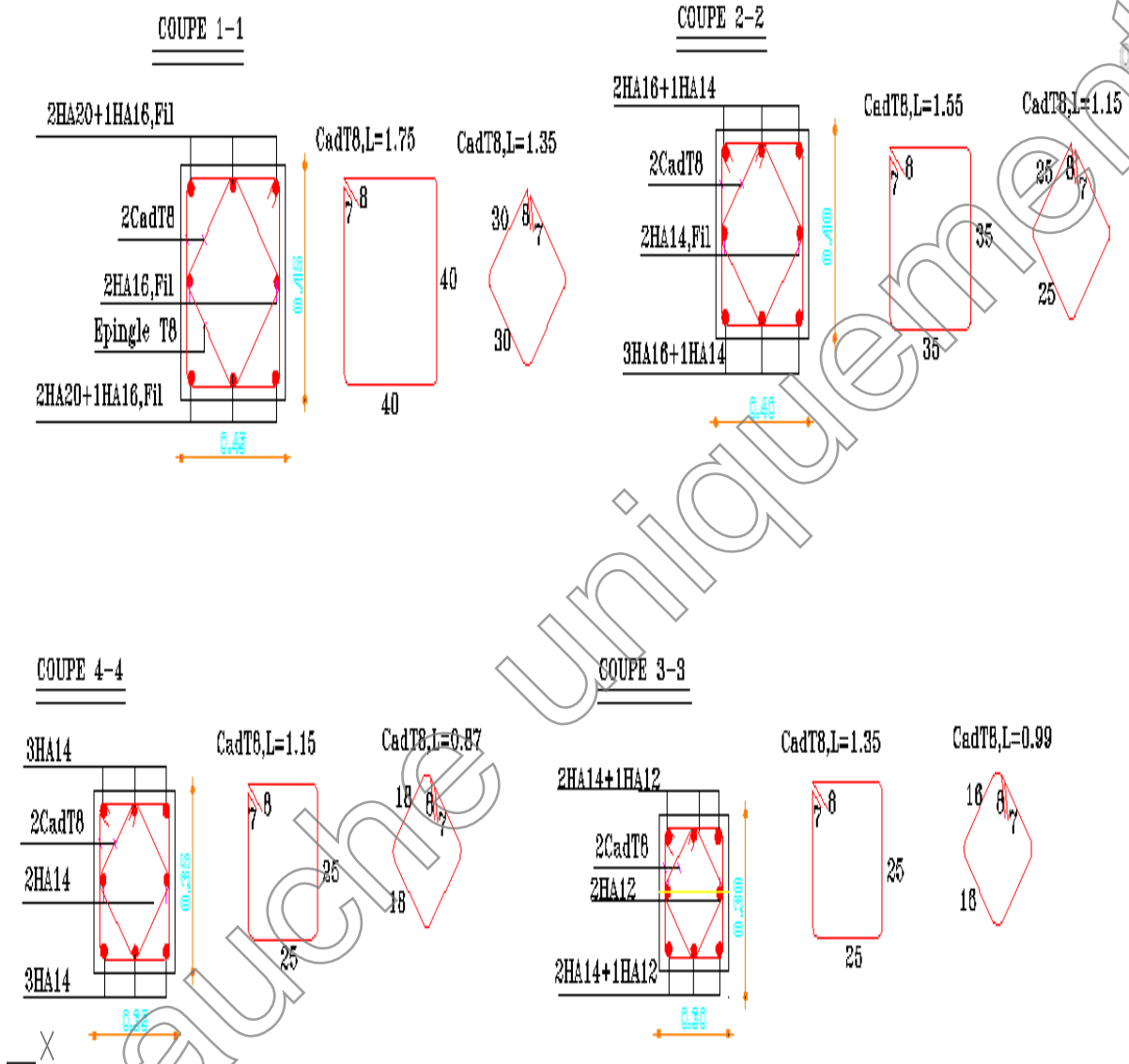


Fig VI.2.6. Ferrailage des poteaux par zone.

VI.1) Les Poutres**VI.1.1) Introduction :**

Le ferrailage des poutres se fera en flexion simple, suivant les cas les plus défavorables, selon les combinaisons suivantes :

- **1,35G+1,5Q** ELU
- **G +Q ± E** RPA 2003
- **0,8G ± E** RPA 2003

Les vérifications nécessaires se feront à l'ELS avec la combinaison suivante :

- **G+ Q** ELS

VI.1.2) Recommandation de l'RPA:❖ **Armatures longitudinales (Art 7.5.2 RPA) :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : $(0.5\% b \times h)$ en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- $4\% b \times h$ en zone courante
- $6\% b \times h$ en zone de recouvrement

➤ **Le tableau représentatif des sections minimales et maximales des armatures :**

| POUTRE | A_{\min} (cm ²) | A_{\max} de la zone nodale (cm ²) | A_{\max} de la zone courante (cm ²) |
|------------|----------------------------------|--|--|
| Principale | 6,00 | 72 | 48 |
| Secondaire | 5,25 | 63 | 42 |

Tableau VI.1) armature min et max dans les poutres (RPA)

Avec :

- Poutres principales : (30×40) cm²
- Poutres secondaires : (30×35) cm²
- Poutres palière : (30×35) cm²
- Poutre de chaînage (20×30) cm²

❖ **Armatures transversales :**

La longueur minimale de recouvrement est de :

- ✓ 40ϕ en zone II_a
- ✓ 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 de :

$$S_t^{max} = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2}; \text{ En dehors de la zone nodale.}$$

Avec :

ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales.

VI.1.3) Les étapes de calculs :

A. Armatures longitudinales :

Les contraintes admissibles de déformations du béton et de l'acier sont données par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} ; \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

➤ **situations durables** (1,35G + 1,5Q) dans ce cas : $\bar{\sigma}_b = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$

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

➤ **Situations accidentelles** (G + Q ± E) dans ce cas : $\bar{\sigma}_b = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,15} = 18,48 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$\theta = 1$ si la durée d'application de l'action considérée est supérieure à 24 heures.

$\theta = 0,85$ si la durée d'application de l'action considérée est inférieure à 1 heure.

En résumant dans un tableau :

| Situation | γ_b | f_{c28} (MPa) | f_{bu} (MPa) | γ_s | f_e (MPa) | σ_s (MPa) |
|------------------------|------------|-----------------|----------------|------------|-------------|------------------|
| Situation durable | 1,5 | 25 | 14,2 | 1,15 | 400 | 348 |
| Situation accidentelle | 1,15 | 25 | 18,48 | 1 | 400 | 400 |

Tableau VI.2) caractéristique mécanique des aciers.

❖ Sens transversal (poutres principales) :

| Etage | Position | Combinaison | M_u |
|--------|----------|-------------|----------|
| R-D-C | travée | ELU | 20,613 |
| | appuis | ACC | -56,489 |
| ETAGE1 | travée | ELU | 20,651 |
| | appuis | ACC | -78,528 |
| ETAGE2 | travée | ELU | 21,459 |
| | appuis | ACC | -96,953 |
| ETAGE3 | travée | ELU | 21,844 |
| | appuis | ACC | 110,02 |
| ETAGE4 | travée | ELU | 22,341 |
| | appuis | ACC | -118,211 |
| ETAGE5 | travée | ELU | 22,823 |
| | appuis | ACC | -122,450 |
| ETAGE6 | travée | ELU | 23,186 |
| | appuis | ACC | -123,168 |
| ETAGE7 | travée | ELU | 23,720 |
| | appuis | ACC | 120,492 |
| ETAGE8 | travée | ELU | 24,660 |
| | appuis | ACC | -114,168 |
| ETAGE9 | travée | ELU | 26,719 |
| | appuis | ACC | -103,815 |

Tableau VI.3.): Différentes sollicitations (poutre principale)

❖ poutres palière :

| Etage | position | combinaison | M_u (KN.m) |
|-------|----------|-------------|--------------|
| ✓ | appuis | ELU | -43,133 |
| | travée | ELU | 23,029 |

Tableau VI.4.): Différentes sollicitations (poutre palière)

❖ poutres de chaînage :

| Etage | position | combinaison | M_u (KN.m) |
|-------|----------|-------------|--------------|
| ✓ | appuis | ELU | -13,491 |
| | travée | ELU | 5,276 |

Tableau VI.5.): Différentes sollicitations (poutre chaînage)

❖ Sens longitudinal (*Poutres secondaires*):

| Etage | Position | Combinaison | M _u (KN.m) |
|--------|----------|-------------|-----------------------|
| R-D-C | travée | ELU | 8,016 |
| | appuis | ACC | -27,554 |
| ETAGE1 | travée | ELU | 13,569 |
| | appuis | ACC | -42,574 |
| ETAGE2 | travée | ELU | 18,831 |
| | appuis | ACC | -56,090 |
| ETAGE3 | travée | ELU | 24,213 |
| | appuis | ACC | -66,886 |
| ETAGE4 | travée | ELU | 28,524 |
| | appuis | ACC | -74,538 |
| ETAGE5 | travée | ELU | 31,868 |
| | appuis | ACC | -79,476 |
| ETAGE6 | travée | ELU | 35,472 |
| | appuis | ACC | -83,057 |
| ETAGE7 | travée | ELU | 32,609 |
| | appuis | ACC | -79,809 |
| ETAGE8 | travée | ELU | 27,347 |
| | appuis | ACC | 73,386 |
| ETAGE9 | travée | ELU | 26,064 |
| | appuis | ACC | -61,206 |

Tableau VI.6): Différentes sollicitations (poutre solidaires).

VI.3.1) Détermination du type de ferrailage des poutres:

1) Poutres principales :

Le type de ferrailage se fait par rapport à la condition suivante :

- Si $\mu < \mu_1 \Rightarrow$ c'est une section simplement armé (SSA).
- Si non c'est une section doublement armé (SDA).

$$\text{Avec : } \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad ; \quad A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

Avec :

M_u : moment de flexion à l'E.L.U.

b : largeur de la section du béton.

d : hauteur utile (d = h-c).

c : distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

✓ Aux appuis :

$$M_u = -123,168 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{123,168 \times 10^3}{30 \times (37)^2 \times 18,48} = 0,162 < \mu_e = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0,162 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,911$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{123,168 \times 10^3}{0,911 \times 37 \times 400} = 9,135 \text{ cm}^2$$

✓ En travée

$$M_u = 26,719 \text{ KNm.}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{26,719 \times 10^3}{30 \times (37)^2 \times 14,2} = 0,045 < \mu_e = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0,045 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,9685$$

$$A_t = \frac{26,719 \times 10^3}{0,9685 \times 37 \times 348} = 2,125 \text{ cm}^2$$

Les calculs sont résumés dans les tableaux ci-après :

1) Poutres principales :

| Etage | | M_u (KN.m) | μ | obs | β | A_s (cm ²) | A_{\min} (cm ²) | ferrailage | $A_{\text{adopté}}$ (cm ²) |
|--------|--------|--------------|-------|-------|---------|--------------------------|----------------------------------|-------------|---|
| R-D-C | travée | 20,613 | 0,035 | S.S.A | 0,9795 | 1,634 | 6,00 | 3HA 14 | 4,62 |
| | appuis | -56,489 | 0,074 | S.S.A | 0,962 | 3,967 | | 3HA14 | 4,62 |
| ETAGE1 | travée | 20,651 | 0,035 | S.S.A | 0,9795 | 1,637 | 6,00 | 3HA 14 | 4,62 |
| | appuis | -78,528 | 0,10 | S.S.A | 0,945 | 5,614 | | 3HA14 | 4,62 |
| ETAGE2 | travée | 21,459 | 0,036 | S.S.A | 0,982 | 1,695 | 6,00 | 3HA 14 | 4,62 |
| | appuis | -96,953 | 0,127 | S.S.A | 0,931 | 7,036 | | 3HA14 | 4,62 |
| ETAGE3 | travée | 21,844 | 0,037 | S.S.A | 0,9825 | 1,726 | 6,00 | 3HA 14 | 4,62 |
| | appuis | 110,02 | 0,144 | S.S.A | 0,922 | 8,062 | | 3HA14+3HA14 | 9,24 |
| ETAGE4 | travée | 22,341 | 0,038 | S.S.A | 0,981 | 1,786 | 6,00 | 3HA 14 | 4,62 |
| | appuis | -118,211 | 0,155 | S.S.A | 0,915 | 8,729 | | 3HA14+3HA14 | 9,24 |
| ETAGE5 | travée | 22,823 | 0,039 | S.S.A | 0,9815 | 1,805 | 6,00 | 3HA 14 | 4,62 |
| | appuis | -122,450 | 0,161 | S.S.A | 0,912 | 9,071 | | 3HA14+3HA14 | 9,24 |
| ETAGE6 | travée | 23,186 | 0,039 | S.S.A | 0,9815 | 1,834 | 6,00 | 3HA 14 | 4,62 |
| | appuis | -123,168 | 0,162 | S.S.A | 0,911 | 9,135 | | 3HA14+3HA14 | 9,24 |
| ETAGE7 | travée | 23,720 | 0,040 | S.S.A | 0,980 | 1,872 | 6,00 | 3HA 14 | 4,62 |
| | appuis | 120,492 | 0,158 | S.S.A | 0,914 | 8,960 | | 3HA14+3HA14 | 9,24 |
| ETAGE8 | travée | 24,660 | 0,042 | S.S.A | 0,979 | 1,956 | 6,00 | 3HA 14 | 4,62 |
| | appuis | -114,168 | 0,150 | S.S.A | 0,918 | 8,403 | | 3HA14+3HA14 | 9,24 |
| ETAGE9 | travée | 26,719 | 0,045 | S.S.A | 0,976 | 2,126 | 6,00 | 3HA 14 | 4,62 |
| | appuis | -103,815 | 0,136 | S.S.A | 0,927 | 7,566 | | 3HA14+3HA14 | 9,24 |

Tableau VI.7): ferrailage des poutres principales.

2) Poutre
secondaire :

| Etage | | M_u (KN.m) | μ | obs | β | A_s (cm ²) | A_{min} (cm ²) | ferrailage | $A_{adopté}$ (cm ²) |
|--------|--------|-----------------|-------|-----|---------|--------------------------|---------------------------------|-------------|------------------------------------|
| R-D-C | travée | 8,016 | 0,018 | SSA | 0,991 | 0,726 | 5,25 | 3HA14 | 4,62 |
| | appuis | -25,554 | 0,045 | SSA | 0,9765 | 2,044 | | 3HA14 | 4,62 |
| ETAGE1 | travée | 13,569 | 0,031 | SSA | 0,9845 | 1,237 | 5,25 | 3HA14 | 4,62 |
| | appuis | -42,574 | 0,074 | SSA | 0,962 | 3,457 | | 3HA14 | 4,62 |
| ETAGE2 | travée | 18,831 | 0,043 | SSA | 0,9785 | 1,728 | 5,25 | 3HA14 | 4,62 |
| | appuis | -56,090 | 0,098 | SSA | 0,948 | 4,622 | | 3HA14 | 4,62 |
| ETAGE3 | travée | 24,213 | 0,055 | SSA | 0,976 | 2,227 | 5,25 | 3HA14 | 4,62 |
| | appuis | -66,886 | 0,065 | SSA | 0,9375 | 5,537 | | 3HA14+3HA12 | 8,01 |
| ETAGE4 | travée | 28,524 | 0,137 | SSA | 0,9735 | 2,631 | 5,25 | 3HA14 | 4,62 |
| | appuis | -74,53 | 0,131 | SSA | 0,9295 | 6,264 | | 3HA14+3HA12 | 8,01 |
| ETAGE5 | travée | 33,868 | 0,077 | SSA | 0,9505 | 3,199 | 5,25 | 3HA14 | 4,62 |
| | appuis | -79,476 | 0,139 | SSA | 0,9245 | 6,716 | | 3HA14+3HA12 | 8,01 |
| ETAGE6 | travée | 35,472 | 0,081 | SSA | 0,9575 | 3,326 | 5,25 | 3HA14 | 4,62 |
| | appuis | -83,057 | 0,146 | SSA | 0,921 | 7,047 | | 3HA14+3HA12 | 8,01 |
| ETAGE7 | travée | 32,609 | 0,074 | SSA | 0,962 | 3,043 | 5,25 | 3HA14 | 4,62 |
| | appuis | -79,809 | 0,140 | SSA | 0,924 | 6,740 | | 3HA14+3HA12 | 8,01 |
| ETAGE8 | travée | 27,347 | 0,062 | SSA | 0,968 | 2,536 | 5,25 | 3HA14 | 4,62 |
| | appuis | -73,386 | 0,129 | SSA | 0,9305 | 6,161 | | 3HA14+3HA12 | 8,01 |
| ETAGE9 | travée | 26,064 | 0,059 | SSA | 0,9705 | 2,411 | 5,25 | 3HA14 | 4,62 |
| | appuis | -61,206 | 0,107 | SSA | 0,9435 | 5,068 | | 3HA14+3HA12 | 8,01 |

Tableau VI.8): Ferrailage des poutres secondaires.

3) Poutre palière

| position | M_u (KN.m) | μ | obs | β | A_s (cm ²) | A_{min} (cm ²) | ferrailage | $A_{adopté}$ (cm ²) |
|----------|--------------|-------|-----|---------|--------------------------|---------------------------------|------------|------------------------------------|
| appuis | -32,20 | 0,076 | SSA | 0,9605 | 3,50 | 5,25 | 3HA12 | 3,39 |
| travée | 23,029 | 0,052 | SSA | 0,973 | 2,12 | | 3HA12 | 3,39 |

Tableau VI.9): Ferrailage des poutrespalière.

4) Poutre de chaînage :

| position | M_u (KN.m) | μ | obs | β | A_s (cm ²) | A_{min} (cm ²) | ferrailage | $A_{adopté}$ (cm ²) |
|----------|-----------------|-------|-----|---------|--------------------------|---------------------------------|------------|------------------------------------|
| appuis | -13,491 | 0,050 | SSA | 0,974 | 1,28 | 3,00 | 3HA12 | 3,39 |
| travée | 5,276 | 0,025 | SSA | 0,9875 | 0,56 | | 3HA12 | 3,39 |

Tableau VI.10): Ferrailage des poutres principale

VI.3.2) Vérifications à l'ELU:**1) Condition de non fragilité :**

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

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,340 \text{ cm}^2 \text{ (Poutre principale).}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1,159 \text{ cm}^2 \text{ (Poutre secondaire et palière).}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 20 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0,652 \text{ cm}^2 \text{ (Poutre de chaînage).}$$

Avec :

$$\text{Poutre principale} \Rightarrow A_{s \text{ adop}} = 4,62 \text{ cm}^2 > 1,340 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Poutre secondaire} \Rightarrow A_{s \text{ adop}} = 4,62 \text{ cm}^2 > 1,159 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Poutre palière} \Rightarrow A_{s \text{ adopt}} = 4,62 \text{ cm}^2 > 1,159 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Poutre de chaînage} \Rightarrow A_{s \text{ adopt}} = 2,26 \text{ cm}^2 > 0,652 \text{ cm}^2.$$

A_{\min} est inférieur à toute section d'armature adoptée \Rightarrow **Condition vérifiée.**

2) Influence de l'effort tranchant sur le béton en appuis :

$$T_u^{\max} \leq \bar{T}_u = 0,267 \cdot 0,9 d \cdot b \cdot f_{c28}$$

$$\bar{T}_u = 0,267 \times 0,9 \times 0,37 \times 0,3 \times 25 \times 10^3 = 649,35 \text{ KN.}$$

$$\text{Poutres principales : } T_u^{\max} = 112,794 \text{ KN} \leq \bar{T}_u = 649,35 \text{ KN}$$

$$\bar{T}_u = 0,267 \times 0,9 \times 0,32 \times 0,3 \times 25 \times 10^3 = 594,72 \text{ KN.}$$

$$\text{Poutres secondaires : } T_u^{\max} = 57,858 \text{ KN} \leq \bar{T}_u = 594,72,74 \text{ KN}$$

$$\bar{T}_u = 0,267 \times 0,9 \times 0,33 \times 0,3 \times 25 \times 10^3 = 594,72 \text{ KN.}$$

$$\text{Poutres palière: } T_u^{\max} = 80,158 \text{ KN} \leq \bar{T}_u = 594,72 \text{ KN}$$

$$\bar{T}_u = 0,267 \times 0,9 \times 0,27 \times 0,2 \times 25 \times 10^3 = 324,40 \text{ KN.}$$

$$\text{Poutres de chaînage : } T_u^{\max} = 8,197 \text{ KN} \leq \bar{T}_u = 324,40 \text{ KN}$$

3) Justification de l'effort tranchant : (BAEL91.art A.5.1)

Les poutres soumises a des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \quad T_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU}$$

$$\text{Poutres principales : } \tau_u = \frac{112,797 \times 10^3}{300 \times 370} = 1,06 \text{ MPa}$$

$$\text{Poutres secondaires : } \tau_u = \frac{57,858 \times 10^3}{300 \times 320} = 0,60 \text{ MPa}$$

$$\text{Poutres palière : } \tau_u = \frac{80,158 \times 10^3}{300 \times 320} = 0,83 \text{ MPa}$$

$$\text{Poutres de chaînage : } \tau_u = \frac{8,19 \times 10^3}{200 \times 270} = 0,15 \text{ MPa}$$

- **Etat limite ultime béton de l'âme :(BAEL91.art A.5.1.21)**

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u \leq \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\text{Poutres principales } \tau_u = 1,06 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Poutres secondaires } \tau_u = 0,60 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Poutres palière } \tau_u = 0,83 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Poutres de chaînage } \tau_u = 0,15 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :

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

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.

Poutres principales :

$$6\text{HA}14 \Rightarrow \sum U_i = 26,37 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{112,797 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 263,7} = 1,28 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Poutres secondaires:

$$3HA14+3HA12 \Rightarrow \sum U_i = 24,49cm$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{57,858 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 244,9} = 0,82MPa < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Poutres palière :

$$3HA14 \Rightarrow \sum U_i = 13,18cm$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{80,158 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 131,8} = 2,11MPa < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Poutres de chaînage:

$$2HA12 \Rightarrow \sum U_i = 7,536cm$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{8,19 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 75,36} = 0,44MPa < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

5) Calcul de longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} \approx 2,835MPa$$

Pour les $\Phi 12$: $l_s = 42,33$ cm.

Pour les $\Phi 14$: $l_s = 49,38$ cm.

Pour les $\Phi 16$: $l_s = 56,43$ cm.

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « $0,4.l_s$ », pour les barres à haute adhérence.

Pour les $\Phi 12$: $l_s = 16,92$ cm.

Pour les $\Phi 14$: $l_s = 19,75$ cm.

Pour les $\Phi 16$: $l_s = 22,57$ cm.

6) Armatures transversales :

- **Diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10}\right) = \min(1,14 ; 1,2 ; 3)$$

Soit $\Phi_t = 8mm$; On choisit un cadre + un étrier.

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

7) Calcul des espacements :

$$\text{a) Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_L\right)$$

- Poutre principales (30 x 40) $\Rightarrow S_t = 10\text{cm}$
- Poutre secondaire (30 x 35) $\Rightarrow S_t = 08\text{cm}$
- Poutre palière (30 x 35) $\Rightarrow S_t = 08\text{cm}$

$$\text{b) Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2}$$

- Poutre principales de (30 x 40) $\Rightarrow S_t = 20\text{cm}$
- Poutre secondaire de (30 x 35) $\Rightarrow S_t = 15\text{cm}$
- Poutre palière de (30 x 35) $\Rightarrow S_t = 15\text{cm}$

c) Délimitation de la zone nodale :

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right\}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b₁ et h₁ : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

On aura :

$$h' = 60 \text{ cm}$$

$$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm} : \text{poutre principales de (30 x 40)}$$

$$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm} : \text{poutre secondaire de (30 x 35)}$$

$$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm} : \text{poutre palière (30 x 35)}$$

Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

8) Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1,35 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.1.4) Vérification à l'ELS :

1) Vérification des contraintes (dans le béton et l'acier):

Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures :

Fissuration peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_u}{b \times d} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_u} \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

a) **Poutres principales :**

Aux appuis : $A_a = 9,24 \text{ cm}^2$; $M_{as} = -44,120 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 9,24}{30 \times 37} = 0,832 \quad \rho = 0,832 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,8695 \\ K = 23,315 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{44,120 \times 10^3}{0,8695 \times 37 \times 9,24} = 148,41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / K = 148,41 / 23,315 = 6,365 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En travée :

$A_{st} = 4,62 \text{ cm}^2$; $M_{st} = 19,465 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 4,62}{30 \times 37} = 0,416 \quad \rho = 0,416 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,9015 \\ K = 35,76 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{19,465 \times 10^3}{0,9015 \times 37 \times 4,62} = 126,312 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / k = 126,312 / 35,76 = 3,53 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

*Les résultats sont résumés dans les tableaux qui suivent :

| | | M_s | A_u | ρ | β | K_1 | σ_{st} | σ_{bc} | $\bar{\sigma}_{bc}$ | obs |
|----------------------------|--------|--------|-------|--------|---------|-------|---------------|---------------|---------------------|-----------|
| Poutres principales | travée | 19,465 | 4,62 | 0,416 | 0,9105 | 35,76 | 126,331 | 3,53 | 15 | cv |
| | appuis | -44,12 | 9,24 | 0,832 | 0,8695 | 23,31 | 148,41 | 6,36 | 15 | cv |
| Poutres secondaires | travée | 25,706 | 4,62 | 0,481 | 0,895 | 32,85 | 194,107 | 5,91 | 15 | cv |
| | appuis | -26,20 | 8,01 | 0,834 | 0,870 | 23,33 | 117,489 | 5,03 | 15 | cv |
| poutre palière | travée | 15,498 | 4,62 | 0,481 | 0,895 | 32,85 | 117,125 | 3,56 | 15 | cv |
| | appuis | -29,03 | 4,62 | 0,481 | 0,895 | 32,85 | 219,275 | 6,67 | 15 | cv |
| poutre de chaînage | travée | 3,59 | 2,26 | 0,418 | 0,901 | 35,50 | 65,297 | 1,83 | 15 | cv |
| | appuis | -3,81 | 2,26 | 0,418 | 0,901 | 35,50 | 69,29 | 1,95 | 15 | cv |

Tableau VI.11) Vérification à l'ELS

2) *ELS vis-à-vis des déformations* :

On doit justifier l'état limite de déformation par le calcul de la flèche « f », qui ne doit pas dépasser la valeur limite « \bar{f} ».

a) Valeurs limites de la flèche :

Pour $L \leq 5 \text{ m}$ $\Rightarrow \bar{f} = \frac{L}{500}$; L : La portée mesurée entre nus du poteau.

$$\text{Poutres principales : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{410}{500} = 0,82 \text{ cm}$$

$$\text{Poutres secondaires : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{330}{500} = 0,66 \text{ cm}$$

$$\text{Poutres palières : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{330}{500} = 0,65 \text{ cm}$$

Vérification à la flèche :

Selon les règles de BAEL 91 (Art B-6-5.1) le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci-après ne sont pas vérifiées

$$1) \frac{h}{L} > \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{L} > \frac{M_t}{10.M_0}$$

$$3) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Poutres principale :

$$* \frac{h}{L} = \frac{40}{410} = 0,097 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$* \frac{h}{L} = 0,097 > \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{25,706}{10 \times 25,706} = 0,100 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$* \frac{A}{b.d} = \frac{4,62}{30 \times 37} = 0,0041 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Poutres secondaire :

$$* \frac{h}{L} = \frac{35}{340} = 0,106 > \frac{1}{16} = 0,061 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$* \frac{h}{L} = 0,106 > \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{25,706}{10 \times 25,706} = 0,100 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$* \frac{A}{b.d} = \frac{4,62}{30 \times 32} = 0,0048 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Poutres palières :

$$* \frac{h}{L} = \frac{35}{330} = 0,106 > \frac{1}{16} = 0,061 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$* \frac{h}{L} = 0,106 > \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{15,498}{10 \times 15,498} = 0,100 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$* \frac{A}{b.d} = \frac{4,62}{30 \times 32} = 0,0048 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Poutres de chaînage :

$$* \frac{h}{L} = \frac{27}{300} = 0,09 > \frac{1}{16} = 0,061 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$* \frac{h}{L} = 0,09 > \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{15,498}{10 \times 15,498} = 0,100 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$* \frac{A}{b.d} = \frac{2,26}{20 \times 27} = 0,0048 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$f = \frac{M_s L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Avec :

E_v : Module de déformation différé.

$$E_v = 3700 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86 \text{MPa} ; f_{c28} = 25 \text{MPa}$$

M_s : Moment de service.

L : Portée de la poutre

I_{fv} : moment d'inertie de la section homogène par rapport au centre de gravité.

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c \right) + A'_s \left(\frac{h}{2} - c' \right) \right]$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c \right) + A'_s \left(\frac{h}{2} - c' \right) \right]$$

Calcul des coefficients λ et μ :

$$\lambda = \frac{0,02 \times f_{t28}}{5\rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{5\rho} = \frac{0,0084}{\rho}$$

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + f_{t28}}, 0 \right)$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

✓ Poutres principale :

| Ms (KN.m) | L (cm) | Ev (Mpa) | h (cm) | A _{adp} (cm ²) | σ _{st} (Mpa) | ρ | λ | μ | I ₀ (cm ⁴) | I _{fv} (cm ⁴) | f _v (mm) | f _{adm} (mm) |
|--------------|-----------|-------------|-----------|--|--------------------------|-------|-------|------|--------------------------------------|---------------------------------------|------------------------|--------------------------|
| 25,706 | 410 | 10818,86 | 40 | 4,62 | 194,107 | 0,481 | 0,017 | 0,99 | 220083,10 | 238084,44 | 1,67 | 8,2 |

Tableau VI.12) calcul de la flèche des poutres principales.

✓ Poutres de chaînage :

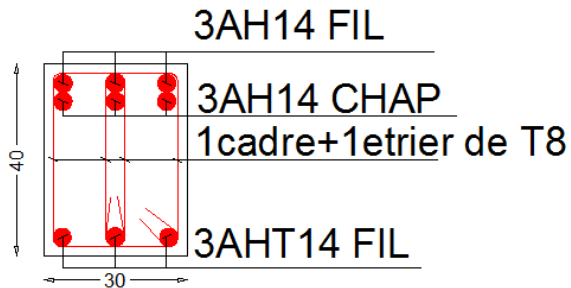
| M _s (KN.m) | L (cm) | E _v (Mpa) | h (cm) | A _{adp} (cm ²) | σ _{st} (Mpa) | ρ | λ | μ | I ₀ (cm ⁴) | I _{fv} (cm ⁴) | f _v (mm) | f _{adm} (mm) |
|--------------------------|-----------|-------------------------|-----------|--|--------------------------|-------|-------|-------|--------------------------------------|---------------------------------------|------------------------|--------------------------|
| 3,59 | 330 | 10818,86 | 30 | 2,26 | 65,297 | 0,418 | 0,020 | 0,673 | 54763,2 | 59484,07 | 0,61 | 6 |

Tableau VI.13) calcul de la flèche des poutres de chaînage.

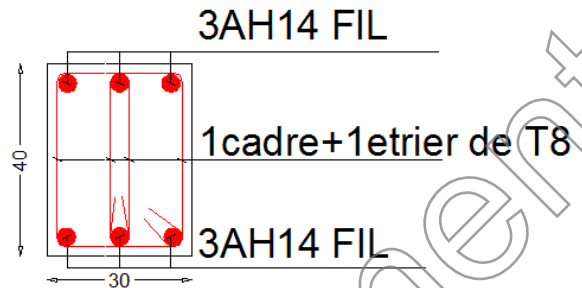
Nb : Après avoir vérifié les flèche dans les poutres on peut dire que notre ferraillage peut être adopté.

a) Poutres principale :

1) aux appuis :

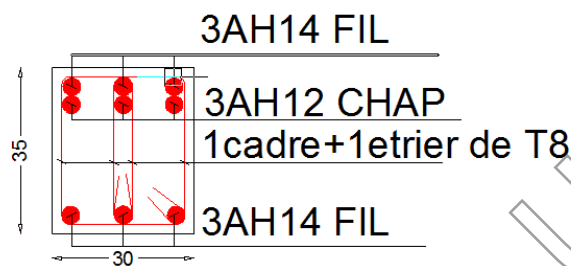


2) En travée :

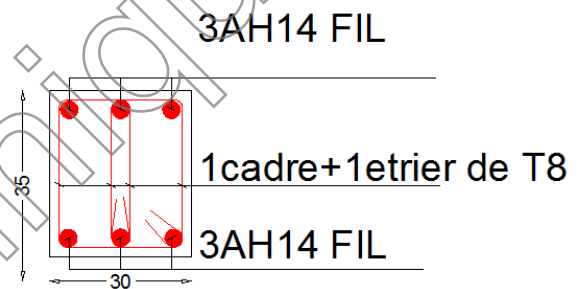


b) Poutres secondaire:

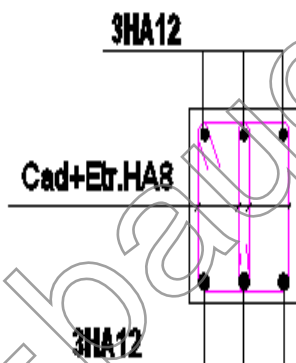
1) aux appuis :



2) En travée :



C) Poutres palières :



D) Poutres de chaînage :

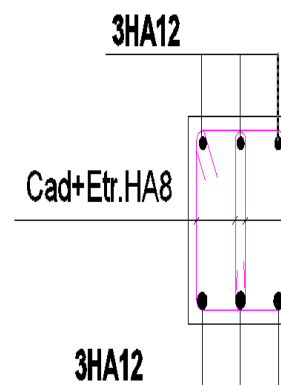


fig VI.1.): ferrailage des poutres.

V.II.1) Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. 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.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales,
- Armatures horizontales,
- Armatures transversales.

V.II.2) Combinaison d'action :

Les combinaisons d'action sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91} \begin{cases} 1,35 G + 1,5 Q \\ G + Q \end{cases}$$

$$\text{Selon le RPA révisé 2003} \begin{cases} G \mp Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{cases}$$

V.II.3) Ferrailage des voiles:

La méthode utilisée est la méthode de la RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

A. Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du voile.

V et V' : bras de levier, $V=V' = L_{\text{voile}}/ 2$

Note :

- 1) Le ferrailage des voiles se fera comme celle des poteaux, par zone, il se fera en fonction de l'épaisseur des voiles et de la section des raidisseurs de ces voiles car il est possible d'adopter le même ferrailage pour certains niveaux.

Zone I : Sous-sol $\Rightarrow e_p = 25$ cm et section (45 x 45)

Zone II : RDC, 1^{ère} étage $\Rightarrow e_p = 20$ cm et Section (45 x 45).

Zone III : du 2^{ème} étage au 6^{ème} étage. $\Rightarrow e_p = 20$ cm et Section (40 x 40).

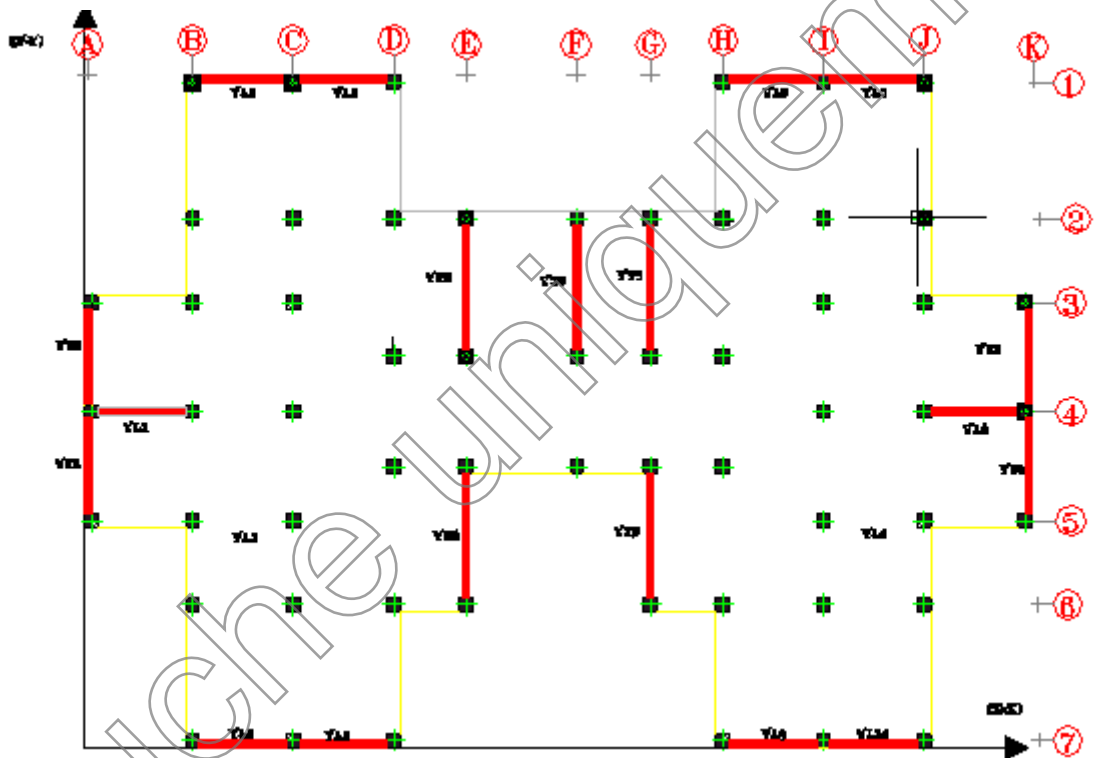
Zone IV : du 7^{ème} et 8^{ème} étage $\Rightarrow e_p = 20$ cm et Section (35 x 35).

- 2) Les voiles qui ont les mêmes dimensions seront regroupés dans 4 groupes :

V1 : VL1, VL2, VL3, VL4, VL5, VL6.

V2 : VT1, VT3, VT5, VT7.

V3 : VT2, V4 : VT5, VT6.



FigVII. : Disposition des voiles dans la structure.

NB : Les contraintes de traction les plus importantes seront prises dans les calculs des ferrailages.

Le calcul se fera pour des bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

h_e : hauteur entre nus des planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

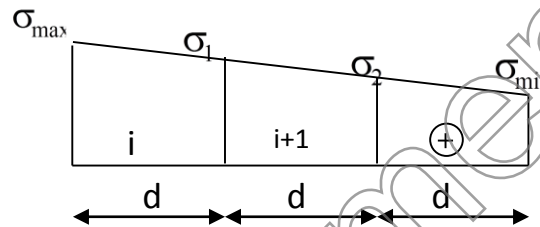
L_t : longueur tendue avec $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

• **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$



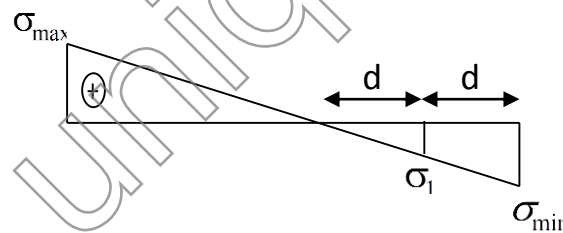
Avec :

e : épaisseur du voile.

• **Section partiellement comprimée :**

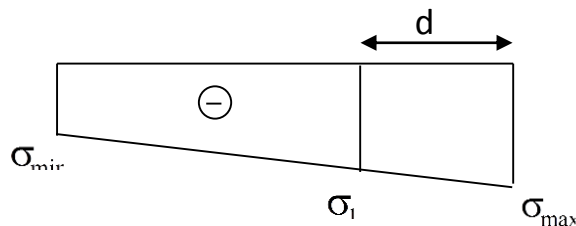
$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



• **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



B. Détermination des armatures :

❖ **Armatures verticales :**

✍ **Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i - B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile.

$\sigma(2\%)$ = Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2%).

$$\text{Combinaisons courantes : } \sigma(2\%) = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa$$

$$\text{Combinaisons accidentelles : } \sigma(2\%) = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400MPa$$

 **Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

$\sigma(10\%)$ = Contrainte dans les aciers correspondante à un allongement de (10%).

$$\text{Combinaisons courantes : } \sigma(10\%) = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa$$

$$\text{Combinaisons accidentelles : } \sigma(10\%) = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400MPa$$

 **Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

$\sigma(2\%)$ = Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2%).

$$\text{Combinaisons courantes : } \sigma(2\%) = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa$$


$$\text{Combinaisons accidentelles : } \sigma(2\%) = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400MPa$$

❖ Armatures minimales :

 **Pour une Section entièrement comprimée :**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

$$0,2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

 **Pour une Section entièrement tendue :**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{Bf_{t28}}{f_e}; 0,15\% B \right\}$$

 **Section partiellement comprimée :**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0,23Bf_{t28}}{f_e}; 0,005B \right\}$$

Avec :

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu.

- Exigences de RPA 2003(article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courantes 0,10 %

❖ **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de $10 \varnothing$ et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

D'après le RPA 99 :

- $A_H \geq 0,15\%B$ Globalement dans la section du voile.
- $A_H \geq 0,10\%B$ En zone courante.

D'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec :

A_V : section d'armatures verticales.

B : section du béton.

- _ Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- _ Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles ne doivent pas dépasser 0,1 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 :**

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 :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} \quad (\text{Art 7.7.4.3/RPA99 version 2003})$$

$$T = 1,4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

❖ **Potelet :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$

✎ **Dispositions constructives :**

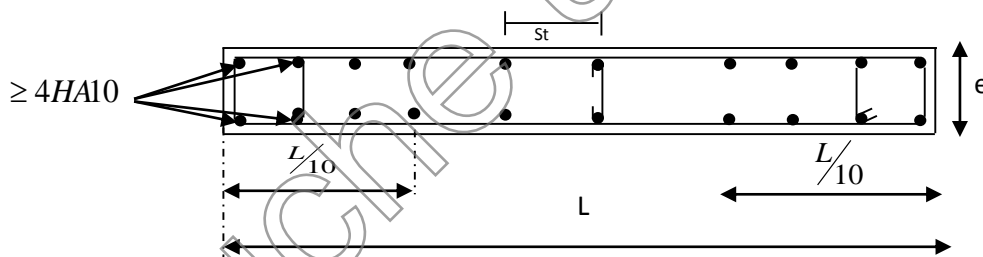
➤ **Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{ 1,5e; 30cm \} \dots\dots\dots (\text{Art 7.7.4.3 RPA 2003})$$

Avec : e = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.



FigVII.2 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

➤ **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à : (Art 7.7.4.3 RPA 2003)

- 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 action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Diamètre maximal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\varphi_{\max} = \frac{e}{10} = 20\text{mm}$$

1. Vérification :

➤ **Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considère :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

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

• **Selon le RPA 2003 :**

$$\tau_b = \frac{1,4T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

• **Selon le BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa.} \quad (\text{La fissuration est préjudiciable})$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

 **Exemple de calcul :**

Soit à calculer le ferrailage des voiles VL1, VL2, VL3, VL4, VL5, VL6, VL7, VL8, VL9, VL10 de la zone I :

➤ **Caractéristiques géométriques :**

$$L = 2,55\text{m} \quad e = 0,20\text{m} \quad B = 0,51\text{m}^2 \quad V = V' = 1,275\text{m}$$

➤ **Les contraintes :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{\max} = 1188,798 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = -6152,085 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right\} \rightarrow \text{la section est partiellement comprimée.}$$

$$L_c = \left(\frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \right) \cdot L = \left(\frac{1188,90}{1188,90 + 6152,08} \right) \times 2,55 = 0,41 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 2,55 - 0,41 = 2,14 \text{ m}$$

$$d \leq \min \left(\frac{3,60}{2}, \frac{2 \times 0,41}{3} \right) = 0,27 \text{ m}$$

On prend :

$$\left\{ \begin{array}{l} d_1 = 0,273 \text{ m} \\ d_2 = L_t - d_1 = 1,867 \end{array} \right.$$

• **1^{ère} bande :**

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min} \cdot (L_t - d_1)}{L_t} = \frac{-6152,085 \times (2,14 - 0,273)}{2,14} = -5375,88 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{6152,085 + 5375,88}{2} \times 0,27 \times 0,20 = 317,01 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}} = \frac{317,01}{34,8} = 9,10 \text{ cm}^2$$

$$A_{l,\min} \geq \max \left(\frac{27 \times 20 \times 2,1}{400} ; 0,002 \times 40 \times 20 \right) = 2,85 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{v1} = 9,10 \text{ cm}^2$

• **2^{ème} bande :**

$$N_2 = \frac{5375,88}{2} \times 1,867 \times 0,20 = 1003,68 \text{ KN}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{1003,68}{34,8} = 28,84 \text{ cm}^2$$

$$A_{2\min} \geq \max \left(\frac{186,7 \times 20 \times 2,1}{400} ; 0,002 \times 186,7 \times 20 \right) = 19,60 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{v2} = 28,84 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul des armatures de couture :**

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{1,4T}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 556,122}{400 \times 10^{-1}} = 21,41 \text{ cm}^2$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'armature tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversements.

➤ **Sections d'armatures totales :**

$$\begin{cases} A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 9,10 + \frac{21,41}{4} = 14,45 \text{ cm}^2 \\ A_1 = 5HA16 / \text{nappe} = 10,05 \text{ cm}^2 / \text{nappe} \quad \text{Avec esp}=10\text{cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 28,48 + \frac{21,41}{4} = 33,83 \text{ cm}^2 \\ A_2 = 10HA16 / \text{nappe} = 20,16 \text{ cm}^2 / \text{nappe} \quad \text{Avec esp}=15\text{cm} \end{cases}$$

➤ **11 Calcul des armatures horizontales :**

• Selon le RPA : $A_H = 0,15\% \cdot B = 0,0015 \times 20 \times 255 = 7,65 \text{ cm}^2$

• Selon le BAEL : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{28,9 + 40,32}{4} = 17,30 \text{ cm}^2$

On prend : $6 HA14 / \text{ml} / \text{nappe} \xrightarrow{\text{soit}} A_H = 18,48 \text{ cm}^2 / \text{ml} / \text{nappe}$

Avec un espacement de 20cm.

➤ **Calcul des armatures transversales :**

On prend : 4épingle de $\phi 8 / \text{m}^2$

➤ **Vérification des contraintes de cisaillements :**

- RPA99-modifié2003 :

$$\bar{\tau}_b = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 556,122 \times 10}{0,9 \times 255 \times 200} = 0,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,16 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **BAEL91 :**

$$b_o = e = 20 \text{ cm}$$

$$d = 0,9 \times 2,55 = 2,295 \text{ m}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{1,15} \times 25 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,26 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{556,122 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 2550} = 1,211 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{2059,573 \times 10^3}{200 \times 3450 + 15 \times 69,22 \times 10^2} = 2,87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,87 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Ancrage des barres :**

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} \quad (\text{Art. A.6.1,23/BAEL91})$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} L_s = \frac{\Phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,43 \text{ cm} \\ L_s = 40 \Phi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$L_s = 64 \text{ cm}$$

N.B :

La même procédure de calcul à suivre pour le ferrailage du restes des voiles que ce soit dans le sens longitudinal ou bien transversal.

Les résultats des calculs sont donnés dans les tableaux suivants :

Voiles longitudinaux VL1

| Zones | | Zone 1 | Zone 2 | Zone 3 | Zone 4 | |
|--|---|---|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-----------------|
| Caractéristiques géométriques | L (m) | 2,55 | 2,6 | 2,65 | 2,70 | |
| | e (m) | 0,2 | 0,2 | 0,2 | 0,20 | |
| | B (m) | 0,510 | 0,520 | 0,530 | 0,740 | |
| Sollicitations de calcul | σ_{max} [KN/m²] | 1188,798 | 669,161 | 530,967 | 650,772 | |
| | σ_{min} [KN/m²] | -6152,085 | -4580,302 | -2024,429 | -815,63 | |
| | Nature de la section | SPC | SPC | SPC | SPC | |
| | V_u (kN) | 556,122 | 442,852 | 323,264 | 210,006 | |
| | Lc(m) | 0,413 | 0,331 | 0,551 | 1,642 | |
| | Lt(m) | 2,137 | 2,269 | 2,099 | 2,058 | |
| | d1(m) | 0,275 | 0,221 | 0,367 | 1,095 | |
| | d2 (m) | 1,862 | 2,048 | 1,732 | 0,963 | |
| | σ_1 [KN/m²] | -5359,553 | -4134,195 | -1670,451 | -381,782 | |
| | N (kN) | N₁ | 316,917 | 192,548 | 135,633 | 131,078 |
| | | N₂ | 997,813 | 846,526 | 289,371 | 36,777 |
| | A_v (cm²) | A_{v1} | 9,11 | 5,53 | 3,90 | 3,77 |
| | | A_{v2} | 28,67 | 24,33 | 8,32 | 1,06 |
| | A_{min} (cm²) | A_{min1} | 2,89 | 2,32 | 3,85 | 11,49 |
| | | A_{min2} | 19,55 | 21,50 | 18,19 | 10,11 |
| | A_{vj} (cm²) | | 21,35 | 17,05 | 12,45 | 10,49 |
| | A (cm²) | A1=A_{v1}+A_{vj}/4 | 14,45 | 9,80 | 7,01 | 13,52 |
| | | A2=A_{v2}+A_{vj}/4 | 34,01 | 28,59 | 21,30 | 12,14 |
| | A_{vadopté}/nappe (cm²) | Bande 1 | 8,04 | 6,16 | 4,52 | 4,52 |
| | | Bande 2 | 18,09 | 15,4 | 11,3 | 13,56 |
| | Choix des barres | Bande 1 | 2*5HA16 | 2*5HA14 | 2*5HA12 | 2*5HA12 |
| | | Bande 2 | 2*10HA16 | 2*10HA14 | 2*10HA12 | 2*10HA12 |
| | S_t (cm) | Bande 1 | 10cm | 10cm | 10cm | 10cm |
| Bande 2 | | 15cm | 15cm | 15cm | 15cm | |
| Ls(cm) | | 64 | 56 | 48 | 48 | |
| A_H(cm²) | | 13,07 | 10,78 | 7,95 | 11,10 | |
| A_{Hadopté}/nappe/ml (cm²) | | 6,78 | 6,78 | 6,78 | | |
| Choix des barres/nappe/ml (cm²) | | 6HA14 | 6HA12 | 6HA12 | 6HA12 | |
| S_t (cm) | | 20 | 20 | 20 | | |
| Vérification des contraintes | Armature transversal | 4 Epingles HA8/m ² | 4 Epingles HA8/m ² | 4 Epingles HA8/m ² | 4 Epingles HA8/m ² | |
| | contrainte | τ_u max=3,25 (MPa) | 1,208 | 0,946 | 0,678 | 0,409 |
| | | τ_b max=5 (MPa) | 1,692 | 1,325 | 0,949 | 0,573 |
| | ELS | N_s (kN) | 2059,573 | 1550,157 | 729,582 | 210,006 |

Voiles transversaux VT1

| Zones | | Zone 1 | Zone 2 | Zone 3 | Zone 4 | |
|---|--|--|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|--------------|
| Caractéristiques géométriques | L (m) | 2,8 | 2,85 | 2,9 | 2,95 | |
| | e (m) | 0,2 | 0,2 | 0,2 | 0,2 | |
| | B (m) | 0,560 | 0,570 | 0,580 | 0,590 | |
| Sollicitations de calcul | σ_{max} [KN/m ²] | 939,814 | 648,796 | 229,315 | 129,641 | |
| | σ_{min} [KN/m ²] | -6185,44 | -4509,437 | -1786,506 | -470,82 | |
| | Nature de la section | SPC | SPC | SPC | SPC | |
| | V _u (kN) | 574,06 | 493,444 | 336,69 | 148,389 | |
| | Lc(m) | 0,369 | 0,358 | 0,330 | 0,637 | |
| | Lt(m) | 2,431 | 2,492 | 2,570 | 2,313 | |
| | d1(m) | 0,246 | 0,239 | 0,220 | 0,425 | |
| | d2 (m) | 2,184 | 2,253 | 2,350 | 1,888 | |
| | σ_1 [KN/m ²] | -5558,897 | -4076,906 | -1633,629 | -384,393 | |
| | N (kN) | N ₁ | 289,159 | 205,196 | 75,220 | 36,313 |
| | | N ₂ | 1214,325 | 918,344 | 383,931 | 72,592 |
| | A _v (cm ²) | A _{v1} | 8,31 | 5,90 | 2,16 | 1,04 |
| | | A _{v2} | 34,89 | 26,39 | 11,03 | 2,09 |
| | A _{min} (cm ²) | A _{min1} | 2,59 | 2,51 | 2,31 | 4,46 |
| | | A _{min2} | 22,94 | 23,65 | 24,68 | 19,83 |
| | A _{vj} (cm ²) | | 22,10 | 19,00 | 12,96 | 5,71 |
| | A (cm ²) | A1=A _{v1} +A _{vj} /4 | 13,83 | 10,65 | 5,55 | 5,89 |
| | | A2=A _{v2} +A _{vj} /4 | 40,42 | 31,14 | 27,92 | 21,26 |
| | A _{vadopté} /nappe (cm ²) | Bande 1 | 10,05 | 7,70 | 7,70 | 5,65 |
| | | Bande 2 | 18,90 | 13,86 | 13,86 | 9,17 |
| Choix des barres | Bande 1 | 2*6HA16 | 2*6HA14 | 2*6HA14 | 2*6HA12 | |
| | Bande 2 | 2*8HA16 | 2*8HA14 | 2*8HA14 | 2*8HA12 | |
| S _t (cm) | Bande 1 | 10cm | 10cm | 10cm | 10cm | |
| | Bande 2 | 15cm | 15cm | 15cm | 15cm | |
| Ls(cm) | | 64 | 56 | 56 | 48 | |
| A _H (cm ²) | | 15,08 | 11,55 | 11,55 | 10,05 | |
| A _{Hadopté} /nappe/ml (cm ²) | | 9,24 | 6,78 | 6,78 | 6,78 | |
| Choix des barres/nappe/ml (cm ²) | | 6HA14 | 6HA12 | 6HA12 | 6,78 | |
| S _t (cm) | | 20 | 20 | 20 | 20 | |
| Vérification des contraintes | Armature transversal | 4 Epingles HA8/m ² | 4 Epingles HA8/m ² | 4 Epingles HA8/m ² | 4 Epingles HA8/m ² | |
| | contrainte | $\tau_{u \max}=3,25$ (MPa) | 1,139 | 0,962 | 0,645 | 0,279 |
| | | $\tau_{b \max}=5$ (MPa) | 1,595 | 1,347 | 0,903 | 0,391 |
| | | N _s (kN) | 1606,562 | 1336,197 | 768,972 | 235,181 |
| | ELS | $\sigma_{b \max}=15$ (MPa) | 2,47 | 2,09 | 1,19 | 0,36 |

Voiles transversaux VT2

| Zones | | Zone 1 | Zone 2 | Zone 3 | Zone 4 | |
|--|---|--|-------------------------------|-------------------------------|----------------|----------------|
| Caractéristiques géométriques | L (m) | 3,65 | 3,7 | 3,75 | 3,8 | |
| | e (m) | 0,2 | 0,2 | 0,2 | 0,2 | |
| | B (m) | 0,730 | 0,740 | 0,750 | 0,760 | |
| Sollicitations de calcul | σ_{max} [KN/m ²] | 3260,441 | 1849,921 | 692,856 | 831,867 | |
| | σ_{min} [KN/m ²] | -5143,93 | -3616,582 | -1582,678 | 1023,322 | |
| | Nature de la section | SPC | SPC | SPC | SPC | |
| | V _u (kN) | 503,049 | 445,354 | 359,893 | 294,202 | |
| | Lc(m) | 1,416 | 1,252 | 1,142 | 1,704 | |
| | Lt(m) | 2,234 | 2,448 | 2,608 | 2,096 | |
| | d1(m) | 0,944 | 0,835 | 0,761 | 1,136 | |
| | d2 (m) | 1,290 | 1,613 | 1,847 | 0,960 | |
| | σ_1 [KN/m ²] | -2970,303 | -2383,301 | -1120,774 | -468,744 | |
| | N (kN) | N ₁ | 765,985 | 500,838 | 205,787 | 169,491 |
| | | N ₂ | 383,168 | 384,459 | 207,007 | 45,006 |
| | A _v (cm ²) | A _{v1} | 22,01 | 14,39 | 5,91 | 4,87 |
| | | A _{v2} | 11,01 | 11,05 | 5,95 | 1,29 |
| | A _{min} (cm ²) | A _{min1} | 9,91 | 8,76 | 7,99 | 11,93 |
| | | A _{min2} | 13,54 | 16,94 | 19,39 | 10,08 |
| | A _{vj} (cm ²) | | 19,37 | 17,15 | 13,86 | 11,33 |
| | A (cm ²) | A1=A _{v1} +A _{vj} /4 | 26,85 | 18,68 | 11,46 | 14,76 |
| | | A2=A _{v2} +A _{vj} /4 | 18,39 | 21,22 | 22,86 | 12,91 |
| | A _{vadopté/nappe} (cm ²) | Bande 1 | 18,09 | 13,86 | 13,86 | 10,17 |
| | | Bande 2 | 10,05 | 7,70 | 7,70 | 5,65 |
| | Choix des barres | Bande 1 | 2*9HA14 | 2*9HA14 | 2*9HA12 | 2*9HA12 |
| | | Bande 2 | 2*9HA14 | 2*9HA14 | 2*9HA12 | 2*9HA12 |
| | S _t (cm) | Bande 1 | 10cm | 10cm | 10cm | 10cm |
| Bande 2 | | 20cm | 20cm | 20cm | 20cm | |
| Ls(cm) | | 56 | 56 | 48 | 48 | |
| A _H (cm ²) | | 16,0 | 11,10 | 11,25 | 11,40 | |
| A _{Hadopté/nappe/ml} (cm ²) | | 9,24 | 6,78 | 6,78 | 6,78 | |
| Choix des barres/nappe/ml (cm ²) | | 6HA12 | 6HA12 | 6HA12 | 6HA12 | |
| S _t (cm) | | 20 | 20 | 20 | 20 | |
| Vérification des contraintes | Armature transversal | 4 Epingles HA8/m ² | 4 Epingles HA8/m ² | 4 Epingles HA8/m ² | | |
| | contrainte | τ_u max=3,25 (MPa) | 0,766 | 0,669 | 0,533 | 0,430 |
| | | τ_b max=5 (MPa) | 1,072 | 0,936 | 0,746 | 0,602 |
| | ELS | N _s (kN) | 1382,89 | 1226,76 | 812,168 | 389,632 |
| | | σ_{bmax} =15 (MPa) | 1,89 | 1,66 | 1,08 | 0,51 |

Ébauche uniquement

VIII.1) Introduction :

Une **fondation** se définit comme un élément architectural d'un bâtiment qui assure la transmission et la répartition des charges de cet ouvrage dans le sol (poids propre du bâtiment, forces climatiques et surcharges liées à son utilisation).

Les fondations d'un bâtiment représentent un enjeu essentiel de son architecture, car elles forment la partie structurelle qui s'oppose au tassement et aux infiltrations. Selon la capacité portante, les forces mises en jeu et les tassements admissibles, le constructeur choisira une solution du type fondation superficielle, semi-profonde ou profonde, qui diffèrent par leur géométrie et leur fonctionnement.

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder et sa stabilité
- La nature du terrain et sa résistance
- Profondeur du bon sol
- Le tassement du sol.
- Capacité portante du sol ;
- L'importance de la superstructure ;
- La facilité de l'exécution ;
- L'économie.

❖ Type de fondation :**• Fondations superficielles :**

En général on dit qu'une fondation est superficielle lorsque sa plus petite dimension est plus grande que la profondeur minimale de son niveau, le rapport de ces dimensions doit

Vérifier l'inégalité suivante : $\frac{\text{profondeur}}{\text{largeur}} < 4$

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante, lorsque les couches de terrain sont capables de supporter l'ouvrage. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol ; c'est le cas des semelles filantes et les radiers.

- **Fondations profondes :**

Ce type de fondation est généralement utilisé dans les cas des mauvais sols et qui ont une faible capacité portante, ou lorsque le bon sol est assez profond (> 2m) .Il s'agit de fondations sur puits ou sur pieux.

Les fondations sur pieux peuvent être préfabriquées ou forcées et coulées sur place. Les puits remplis de gros béton se distinguent des pieux forcés par leur plus grand diamètre (1m et plus).

Ainsi, suivant la profondeur de bon sol, on procède à la mise en place des fondations suivantes :

- [0,8 ; 1,5] m : fondations superficielles.
- [1,5 ; 5] m : fondations profondes sur puits.
- > 5 m : fondations profondes sur pieux.

- ❖ **Etude du sol :**

Le choix de types de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude nous ont donné une contrainte admissible du sol $\sigma_{sol}=2$ bars a 2 mètre de profondeur

VIII.2.1) Dimensionnement :

VIII.2.1.1) Semelles isolés sous poteaux :

Vu que notre structure comporte des voile alors la vérification de la semelle isole n'est pas nécessaire on passe directement à la vérification de la semelle filante.

VIII.2.1.2) Semelles filantes :

1) Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{SOL} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{SOL} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{SOL} \cdot L} \text{ Avec : } B : \text{ La largeur de la semelle.}$$

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{SOL} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

| Voiles | Ns | L (m) | B (m) | S=B.L (m ²) |
|--------|---------|-------|-------|-------------------------|
| VT1 | 477,305 | 3,25 | 0,734 | 2,386 |
| VT2 | 453,129 | 3,25 | 0,697 | 2,265 |
| VT3 | 1000,95 | 4,10 | 1,220 | 5,004 |
| VT4 | 605,458 | 4,10 | 0,738 | 3,027 |
| VT5 | 699,014 | 4,10 | 0,852 | 3,495 |
| VT6 | 478,987 | 3,25 | 0,736 | 2,394 |
| VT7 | 447,789 | 3,25 | 0,688 | 2,238 |
| VT8 | 942,356 | 4,10 | 1,149 | 4,711 |
| VT9 | 940,179 | 4,10 | 1,146 | 4,700 |
| | | | | 30,225 |

Tableau VIII.1: Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

| Voiles | Ns | L (m) | B (m) | S=B.L (m ²) |
|--------|---------|-------|-------|-------------------------|
| VL1 | 320,210 | 3,00 | 0,533 | 1,601 |
| VL2 | 314,862 | 3,00 | 0,524 | 1,574 |
| VL3 | 319,886 | 3,00 | 0,533 | 1,599 |
| VL4 | 317,765 | 3,00 | 0,529 | 1,588 |
| VL5 | 454,650 | 3,00 | 0,757 | 2,273 |
| VL6 | 456,063 | 3,00 | 0,525 | 2,280 |
| VL7 | 315,171 | 3,00 | 0,525 | 1,275 |
| VL8 | 314,042 | 3,00 | 0,523 | 1,570 |
| VL9 | 313,624 | 3,00 | 0,522 | 1,568 |
| VL10 | 312,834 | 3,00 | 0,521 | 1,564 |
| | | | | 17,195 |

Tableau VIII.2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

$$S_v = \sum S_i = 47,413 \text{ m}^2$$

Avec : S_v : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

2) Semelles filantes sous poteaux

Résultantes des charges :

Le calcul se fera sur la file du portique le plus sollicité (sur ROBOT il est nommé : B)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

| Poteaux | Ns (KN) | M _i | e _i m | N × e _i |
|--------------|-----------------|----------------|------------------|--------------------|
| POT 11 | 111,587 | -10,095 | -9,80 | -1093,552 |
| POT 12 | 538,134 | 3,878 | -5,75 | -3094,270 |
| POT 13 | 538,425 | -2,287 | -3,25 | -1749,881 |
| POT 14 | 538,660 | 2,247 | 3,25 | 1750,645 |
| POT 15 | 535,818 | -3,913 | 5,75 | 3080,953 |
| POT 16 | 110,174 | 10,124 | 9,80 | 1079,705 |
| Somme | 2372,798 | 1,205 | / | -26,4 |

Tableau VIII.3: Résultante des charges sous poteaux.

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R = \sum N_i} = -0,01m$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

- Si $e < \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition triangulaire.
- Si $e \leq \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$$e = -0,01m < \frac{L}{6} = \frac{4,05}{6} = 0,675m \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{538,660}{19,60} \times \left(1 - \frac{6 \times -0,01}{19,60}\right) = 27,566 \text{ KN} / m^2$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{538,660}{19,60} \times \left(1 + \frac{6 \times -0,01}{19,60}\right) = 27,39 \text{ KN} / m^2$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{538,660}{19,60} \times \left(1 + \frac{3 \times -0,01}{19,60}\right) = 27,44, \text{ KN} / m^2$$

3) Détermination de la largeur de la semelle

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{27,44}{200} = 0,13m$$

On prend : $B = 1,00m$.

On aura donc : $S = 1 \times 19,60 = 19,60m$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = s + n + sv$

$$S_t = 19,60 \times 11 + 47,413 = 263,013 m^2$$

Avec : n : Nombre de portique dans le sens considéré.

4) Conclusion :

- La surface totale du bâtiment : $S_{bat} = 235,2 + 39 + 17,63 + 72,52 = 364,350m$
- La surface totale des semelles filantes dans le sens transversal : $S_t = 263,013 m^2$

Après le calcul :

$$\frac{S_T}{S_{bat}} = \frac{263,013}{364,305} \times 100 = 72,19\% ; (S_t > 50\% S_{bat})$$

$$S_t > 50\% S_{bat}$$

Etant donné que la surface totale des semelles filantes dépasse les 50% de la surface du bâtiment (72,19%) donc on opte pour un radier

VIII.2.1.3) Etude du radier :

Les radiers dalles sont des fondations planes : il s'agit, en quelque sorte, de planchers inversés en béton armé dont la totalité de la surface participe à la répartition des charges sur le sol.

Leur épaisseur, de plusieurs dizaines de centimètres, dépend :

- des charges apportées par l'ouvrage ;
- de l'espacement des éléments porteurs ;
- de la consistance du sol.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire).
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

1) Pré dimensionnement du radier :**Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25$ cm)

Selon la condition forfaitaire :**- Sous voiles :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

Avec :

h : épaisseur du radier

L_{\max} : distance entre deux voiles, ou poteaux successifs.

$$L_{\max} = 410 \text{ cm} \rightarrow 51,25 \text{ cm} \leq h \leq 82 \text{ cm}$$

On prend : $h_v = 75 \text{ cm}$

- Sous poteaux :**➤ La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{Avec une hauteur minimale de 25cm}$$

$$h \geq \frac{410}{20} = 20,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend : } h_d = 40 \text{ cm}$$

➤ La nervure :

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale à :

$$h \geq \frac{410}{10} = 41 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend : } h_n = 60 \text{ cm}$$

Selon la condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt{\frac{4 \cdot EI}{K \cdot b}} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40 \text{ MPa}$

L_{\max} : La distance maximale entre deux voiles successifs

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3K}{E}}$$

I : Inertie de la section du radier ($b=1\text{m}$)

E : Le module de Young

Pour un chargement de long durée ; $E = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$, donc :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4,10}{3,14}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,80 \text{ m} \Rightarrow h = 100 \text{ cm}$$

- **Largeur de la nervure :**

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n \Rightarrow 0,4 \times 100 \leq b_n \leq 0,7 \times 100$$

$$\Rightarrow 40 \text{ cm} \leq b_n \leq 70 \text{ cm}$$

Soit : $b_n = 60 \text{ cm}$.

Conclusion :

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant:

$h_{rad} = 100 \text{ cm}$: hauteur du radier.

$h_d = 40 \text{ cm}$: hauteur de la dalle

$b_n = 60 \text{ cm}$: largeur de la nervure

2) Détermination des efforts :

Poids de la superstructure

Pour le calcul des charges de la superstructure, on fait la somme des masses des planchers.

Charges permanentes $G = 20481,513 \text{ KN}$.

Charges d'exploitation $Q = 6173,73 \text{ KN}$.

Combinaisons d'actions :

ELU: $N_u = 1,35G + 1,5Q = 36910,637 \text{ KN}$

ELS: $N_s = G + Q = 26655,243 \text{ KN}$

KN

Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \sigma_{\text{sol}}} = \frac{36910,637}{1,33 \times 200} = 138,762 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1,33 \sigma_{\text{sol}}} = \frac{26655,243}{1,33 \times 200} = 100,20 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 364,350 \text{ m}^2 > \text{Max} (S_1; S_2) = 138,762 \text{ m}^2.$$

Remarque:

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit

$$L_{\text{déb}} \geq \max \left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm} \right) = 60 \text{ cm}$$

Soit un débord de : $L_{deb}=60\text{cm}$.
 $S_d=\{(18 \times 0,6) \times (19,6 \times 0,6)\}=45,12 \text{ cm}^2$.

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 364,350 + 45,12 = 409,47\text{m}^2$
 $S_{rad} = 409,47\text{m}^2$.

3) Détermination des efforts à la base du radier :

a) Charges permanentes :

Poids du bâtiment : $G_{bat} = 20481,53 \text{ KN}$ (Tiré à partir du logiciel ROBOT)

▪ Poids du radier :

$G_{rad} =$ Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

Poids de la dalle : $P_{dalle} = S_{radier} \times h_{da} \times \rho_b$

$$P_{dalle} = (409,47 \times 0,4) \times 25 = 4094,7 \text{ KN}$$

$$P_{dalle} = 4094,7 \text{ KN}$$

Poids de la nervure : $P_n = b \times (h_n) \times L \times n \times \rho_b$

$$P_n = [(0,6 \times (0,6) \times 27,80 \times 11) + (0,6 \times (0,6) \times 19,6 \times 7)] \times 25$$

$$P_n = 3987 \text{ KN}$$

▪ Poids de T.V.O:

$P_{T.V.O} = [(S_{rad} - S_{nerv}) \times (h_{rad} - h_{dal}) \times \rho_{TVO}$

$$\text{Avec : } S_{nerv} = (0,6 \times 19,6 \times 11) + (0,6 \times 18 \times 7) = 204,96 \text{ m}^2$$

$$P_{T.V.O} = [(409,47 - 204,96) \times (1 - 0,4)] \times 17 = 2086,002 \text{ KN}.$$

$$P_{T.V.O} = 2086,002 \text{ KN}.$$

▪ Poids de la dalle flottante libre :

$P_{df} = S_{rad} \times e_p \times \rho_b$

$$P_{df} = 409,47 \times 0,1 \times 25 = 1023,675 \text{ KN}. (e_p = 10 \text{ cm}).$$

$$P_{df} = 1023,675 \text{ KN}$$

▪ Poidstotale du radier:

$$G_{rad} = 4094,7 + 3987 + 2086,002 + 1023,675 = 11191,377 \text{ KN}$$

b) Charges d'exploitation :

Surcharges du bâtiment : $Q_{bat} = 6997,53 \text{ KN}$

Surcharges du radier : $Q_{rad} = 2,5 \times 409,47 = 1023,67 \text{ KN}$

❖ Poids total de la structure :

$$G_{tot} = G_{rad} + G_{bat} = 11191,377 + 20481,513 = 31672,89 \text{ KN}$$

$$Q_{tot} = Q_{rad} + Q_{bat} = 1023 + 6173,73 = 7196,73 \text{ KN}$$

❖ **Combinaisons d'action :**

$$\underline{A'ELU}: \quad N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 53553,49 \text{ KN}$$

$$\underline{A'ELS}: \quad N_s = G + Q = 38869,62 \text{ KN}$$

4) Calcul des caractéristiques géométriques du radier :❖ **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 13,90m ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 9,8m$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré et X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

❖ **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{19,6 \times 27,8^3}{12} = 35092,08m^4.$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{27,8 \times 19,6^3}{12} = 17443,42m^4.$$

a. Vérifications :**a. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 h = 0,9 \times 40 = 36 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \frac{L_{\max}}{2} = \frac{53553,49 \times 1}{409,47} \times \frac{4,10}{2} = 268,11 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{268,11 \times 10^3}{360 \times 1000} = 0,74 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

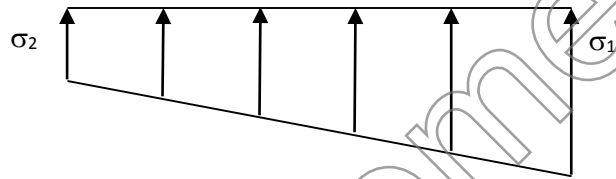


Fig VIII.3 : Diagramme des contraintes

A l'ELU: $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{SOL}$ (RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)

Combinaison sismique: $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{SOL}$ (RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)

A l'ELS: $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$

Avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$

V : distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de cedernier.

$N_u = 53553,49KN;$ $N_s = 38869,62 KN$

• **Sens longitudinal**

A l'ELU: $M_x = 96590,90 + 4367,99 \times 1 = 100988,99KN \cdot m$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{53553,49}{409,42} + \frac{100988,99}{17443,42} \times 13,90 = 211,27 KN / m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{53553,49}{409,42} - \frac{100988,99}{17443,42} \times 13,90 = 50,32 KN / m^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 211,27 + 50,32}{4} = 171,53 KN / m^2 ; 1,33 \sigma_{SOL} = 1,33 \times 200 = 266 KN / m^2$$

$\sigma_m < 1,33 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

A'ELS: $M_x = 96590,90 + 4367,99 \times 1 = 100988,99 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{38869,62}{409,42} + \frac{100988,99}{17443,42} \times 13,90 = 175,58 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{38869,69}{409,42} - \frac{100988,99}{17443,42} \times 13,90 = 14,46 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 175,58 + 14,46}{4} = 135,30 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_{SOL} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Sens transversal :**

A'ELU: $M_y = 102640,31 + 4613,09 \times 1 = 107253,4 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{53553,49}{409,47} + \frac{107253,4}{35092,08} \times 9,8 = 160,755 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{53553,49}{409,42} - \frac{107253,4}{35092,08} \times 9,8 = 100,90 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 160,755 + 100,90}{4} = 145,80 \text{ KN/m}^2 ; 1,33\sigma_{SOL} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1,33\sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

A'ELS: $M_y = 102640,31 + 4613,09 \times 1 = 107253,4 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{38869,62}{409,42} + \frac{107253,4}{35092,08} \times 9,80 = 124,78 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{38869,62}{409,42} - \frac{107253,08}{35092,08} \times 9,80 = 64,98 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 124,78 + 64,98}{4} = 109,83 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_{SOL} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

CONCLUSION : Toutes les contraintes sont vérifiées.

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

| Contrainte | | ELU | | | ELS | | |
|------------|-------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| | | σ_1 | σ_2 | σ_m | σ_1 | σ_2 | σ_m |
| sens | Long | 211,27 | 50,32 | 171,53 | 175,58 | 14,46 | 135,30 |
| | Trans | 160,755 | 100,90 | 145,80 | 124,78 | 64,98 | 109,83 |

Tableau VIII.4 : vérification des contraintes

c. Vérification au poinçonnement : (BAEL99 Art A.5.2 4)

❖ **Vérification pour les poteaux:**

$$N_u = 768,002 \text{ KN}$$

$$\mu_c = (a' + b') = (a + b + 2h) \times 2 = (0,45 + 0,45 + 2 \times 1) \times 2 = 5,80 \text{ m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 5,80 \times 1,0 \times 25000}{1,5} = 6766,66 \text{ KN}$$

$$N_u = 768,002 \text{ KN} < 6766,66 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification pour les voiles:**

On considère une bande de 1 ml du voile

$$N_u = 1000,195 \text{ KN}$$

$$\mu_c = (a' + b') = (a + b + 2h) \times 2 = (0,2 + 1 + 2 \times 1) \times 2 = 6,4 \text{ m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 6,40 \times 1 \times 25000}{1,5} = 7466,66 \text{ KN}$$

$$N_u = 1000,175 \text{ KN} < \bar{N}_u = 7466,66 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

d. Vérification à l'effort sous pressions :

$$P \geq \alpha \times S_{\text{Radier}} \times \gamma \times Z$$

P : Poids total à la base du radier ; P = 21716,283 KN.

γ : Poids volumique de l'eau = 10 KN/m³

Z : Profondeur de l'infrastructure Z = 1 m.

α : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1,5$

$$\alpha \times S_{\text{radier}} \times \gamma \times Z = 1,5 \times 409,42 \times 10 \times 1 = 6141,3 \text{ KN}$$

$P=21716,283 \text{ KN} > 6141,3 \text{ KN} \Rightarrow$ Condition vérifiée

b. Ferrailage du radier :

Pour le calcul de ce radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL.91.

1. Ferrailage de la dalle :

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme, et encastrée sur quatre côtés, on distingue deux cas :

On distingue deux cas :

- **1^{er} Cas :** Si $\alpha < 0,4 \Rightarrow$ La flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0x} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} ; \quad M_{0y} = 0$$

- **2^{eme} Cas :** Si $0,4 < \alpha \leq 1 \Rightarrow$ Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de *PIGEAUD*.

Avec : $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ avec $(L_x < L_y)$

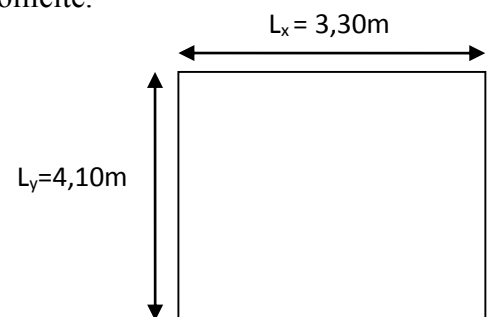
Remarque : Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,3}{4,10} = 0,80$$

$0,4 < \rho \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte σ_m , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.



$$\text{A l'ELU : } q_{\text{um}} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (171,53 - \frac{11191,377}{409,42}) \times 1\text{m} = 114,19 \text{KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{\text{sm}} = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (135,30 - \frac{11191,377}{409,42}) \times 1\text{m} = 107,96 \text{ KN/ml.}$$

Calcul à l'ELU :

Evaluation des moments M_x, M_y :

$$\nu=0 ; \rho=0,80 \rightarrow \mu_x = 0,0565$$

$$\mu_y = 0,595$$

$$\text{On aura donc : } \begin{cases} M_x = 0,0565 \times 114,19 \times 3,30^2 = 70,25 \text{ KN.m} \\ M_y = 0,595 \times 107,96 = 64,23 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastres de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0,5) aux appuis de rive et (0,30) aux appuis intermédiaire et de(0,85) en travée.

➤ Ferrailage dans le sens x-x :

Moments aux appuis intermédiaires :

Moments en travée

$$M_{\text{ua}} = (0,5) \cdot M_{\text{u max}} \quad M_{\text{ut}} = (0,85) \cdot M_{\text{u max}}$$

$$M_{\text{ua}} = (0,5) \times 70,25 \quad M_{\text{ut}} = (0,85) \times 70,25$$

$$M_{\text{ua}} = 35,125 \text{KNm} \quad M_{\text{ut}} = 59,71 \text{KN.m}$$

Moments aux appuis de rives :

$$M_{\text{ua}} = (0,3) \cdot M_{\text{u max}}$$

$$M_{\text{ua}} = (0,3) \times 70,25$$

$$M_{\text{ua}} = 21,075 \text{KNm}$$

$$\bullet \text{ Aux appuis : } \mu_u = \frac{M_{\text{ua}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{35,125 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,018 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires :

$$\mu_u = 0,018 \Rightarrow \beta_u = 0,991$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{35,125 \times 10^3}{0,991 \times 37 \times 348} = 2,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ua} = 2,75 \text{ cm}^2/\text{ml} .$$

$$\text{Soit : } A_{ua} = 5\text{HA}12/\text{ml} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec : } St = 20 \text{ cm}$$

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{59,71 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,03 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,03 \Rightarrow \beta_u = 0,985$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{59,71 \times 10^3}{0,985 \times 37 \times 348} = 4,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ut} = 4,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_{ut} = 5\text{HA}12/\text{ml} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec : } St = 20 \text{ cm}$$

➤ **Ferraillage dans le sens y-y :**

Moments aux appuis intermédiaires :

$$M_{ua} = (0,5) \cdot M_{u \text{ max}}$$

$$M_{ua} = (0,5) \times 64,23$$

$$M_{ua} = 32,11 \text{ KNm}$$

Moments en travée

$$M_{ut} = (0,85) \cdot M_{u \text{ max}}$$

$$M_{ut} = (0,85) \times 64,23$$

$$M_{ut} = 54,59 \text{ KNm}$$

Moments aux appuis de rive :

$$M_{ua} = (0,3) \cdot M_{u \text{ max}}$$

$$M_{ua} = (0,3) \times 64,23$$

$$M_{ua} = 19,26 \text{ KNm}$$

- **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{32,11 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,016 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,016 \Rightarrow \beta_u = 0,992$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{32,11 \times 10^3}{0,993 \times 37 \times 348} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ua} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_{ua} = 5\text{HA}12/\text{ml} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec : $St = 20 \text{ cm}$.

• **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{54,59 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,028 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,028 \Rightarrow \beta_u = 0,986$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{54,59 \times 10^3}{0,986 \times 37 \times 348} = 4,29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = 4,29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_{ut} = 5\text{HA}12/\text{ml} = 5,56 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec : $St = 20 \text{ cm}$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

| | Sens x-x | Sens y-y |
|-----------------------|--------------------|---------------------|
| Armatures inférieures | 5 HA12 (St= 20cm) | 5 HA12 (St = 20 cm) |
| Armatures supérieures | 5 HA12 (St = 20cm) | 5 HA12 (St = 20 cm) |

Tableau VIII.5 : ferrailage du radier

➤ **Vérification à l'ELU :**

Vérification de la condition de non fragilité :

Avec : $A_{min} = \delta_o \cdot b \cdot h \left(\frac{3-\rho}{2} \right)$

$\delta_o = 0,8\%$ pour les HA

$$A_{\min} = \delta_o \cdot b \cdot h \left(\frac{3-\rho}{2} \right) = 0,0008 \times 100 \times 40 \times \left(\frac{3-0,80}{2} \right) = 3,52 \text{ cm}^2.$$

• **Aux appuis :**

$$\left. \begin{array}{l} A_{ax} = 5,56 \text{ cm}^2 \\ A_{ay} = 5,56 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées.}$$

• **En travée :**

$$\left. \begin{array}{l} A_{ax} = 5,56 \text{ cm}^2 \\ A_{ay} = 5,56 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées.}$$

• **Espacements des armatures : (BAEL91/A.8.2.42) :**

L'écartement maximal des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous dans lesquels « h » désigne l'épaisseur totale de la dalle :

$$\text{Sens } x-x : S_t = 20 \text{ cm} \leq \min \{3h; 33 \text{ cm}\} = \min \{1 \times 40; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Sens } y-y : S_t = 20 \text{ cm} \leq \min \{4h; 45 \text{ cm}\} = S_t = \min \{160; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$V_u = \frac{q_u L_y}{2} = \frac{114,90 \times 4,1}{2} = 235,545 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{235,545 \times 10^3}{1000 \times 370} = 0,63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\tau_u = 0,63 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Vérification à l'ELS :

- **Evaluation des moments M_x, M_y :**

$$\nu = 0,2 ; \rho = 0,80 \rightarrow \mu_x = 0,0632$$

$$\mu_y = 0,710$$

$$\text{On aura donc : } \begin{cases} M_x = 0,0632 \times 107,96 \times 3,30^2 = 74,30 \text{ KN.m} \\ M_y = 0,710 \times 74,30 = 52,75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Sens X-X :****Moments aux appuis**

$$M_{ua} = (0,5) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (0,5) \times 74,30$$

$$M_{ua} = 37,15 \text{ KN.m}$$

Moments en travée

$$M_{ut} = (0,85) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0,85) \times 74,30$$

$$M_{ut} = 63,15 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis de rives :

$$M_{ua} = (0,3) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (0,3) \times 74,30$$

$$M_{ua} = 22,29 \text{ KNm}$$

➤ **Sens Y-Y :****Moments aux appuis**

$$M_{ua} = (0,5) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (0,5) \times 52,75$$

$$M_{ua} = 26,37 \text{ KN.m}$$

Moments en travée

$$M_{ut} = (0,85) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0,85) \times 52,75$$

$$M_{ut} = 39,56 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis de rives :

$$M_{ua} = (0,3) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (0,3) \times 52,75$$

$$M_{ua} = 15,82 \text{ KNm}$$

- **Vérification des contraintes (dans le béton et l'acier):**

Le radier étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration très préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_u}{b \times d} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_u} \leq \bar{\sigma}_s = \min \{0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{t28}}\} = 164,97 \text{ MPA}$$

| Sens | | M_s | A_u | ρ | B | K_t | σ_s | σ_b | $\bar{\sigma}_b$ | Obs |
|------|--------|-------|-------|--------|-------|-------|------------|------------|------------------|-----|
| X-X | Appui | 37,15 | 5,56 | 0,157 | 0,935 | 61,92 | 198,50 | 3,20 | 15 | C.V |
| | Travée | 63,15 | 5,56 | 0,15 | 0,935 | 61,92 | 337,43 | 5,44 | 15 | C.V |
| Y-Y | Appui | 26,37 | 5,56 | 0,15 | 0,935 | 69,92 | 140,90 | 2,01 | 15 | C.V |
| | Travée | 39,56 | 5,56 | 0,15 | 0,935 | 61,92 | 211,38 | 3,41 | 15 | C.V |

Tableau VIII.6 : Vérification des contraintes

2. Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console courte encastree dans le radier de longueur $L = 60\text{cm}$, soumise à une charge uniformément répartie.

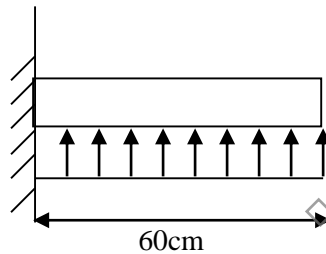


Fig VIII.5: Schéma statique du débord

$$\text{A l'ELU : } M_u = \frac{-q_{um} \cdot L^2}{2} = \frac{-114,19 \times 0,6^2}{2} = -20,55 \text{ KN.m}$$

$$\text{A l'ELS : } M_s = \frac{-q_{sm} \cdot L^2}{2} = \frac{-107,96 \times 0,6^2}{2} = -19,43 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul des armatures :**

a. Armatures principales :

$b = 100\text{cm} ; \quad d = 36\text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,2\text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348\text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{20,55 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,010 < \mu_r = 0,392$$

$\mu_u = 0,010 \Rightarrow \beta_u = 0,995$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{20,55 \times 10^3}{0,995 \times 37 \times 348} = 1,60 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_u = 4\text{HA}12/\text{ml} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

b. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_r = 4 \text{ HA10 /ml} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

❖ **Vérification à l'ELU :**

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 36 \times 2,1}{400} = 4,35 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on adopte : $4 \text{ HA12/ml} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

❖ **Vérification à l'ELS :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{20,55}{19,43} = 1,06$$

$$\mu_s = 0,009 \Rightarrow \alpha = 0,011$$

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,06 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,28 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

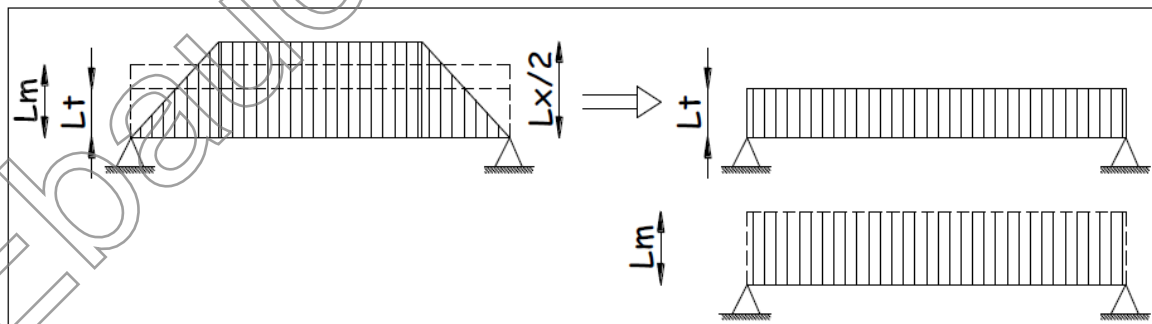
3. Ferrailage de la nervure :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées

$$h = 100 \text{ cm} ; b = 60 \text{ cm} ; e = 3 \text{ cm}$$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel robot.

❖ **Détermination des efforts :**



$$\text{Effort tranchant : } Lt = L_x \left(0,5 - \frac{\rho_x}{4} \right) \dots\dots(1)$$

$$\text{Moment fléchissant : } Lm = L_x \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) \dots\dots(2)$$

Sens X-X :

$$L_t = 4,10 (0,5 - 0,80/4) = 1,23\text{m}$$

$$L_m = 4,10 (0,5 - 0,80^2/6) = 1,61\text{m}$$

Sens Y-Y :

$$L_t = 3,30 (0,5 - 0,80/4) = 0,99\text{m}$$

$$L_m = 3,30 (0,5 - 0,80^2/6) = 1,29\text{m}$$

Détermination des chargements :

$$ELU : q_u = 114,19\text{KN/m}$$

$$ELS : q_s = 107,96\text{KN/m}$$

- **Sens XX :**

- Pour les moments :

$$Q_u = 114,19 \times 1,61 \times 2 = 367,69\text{KN/m}$$

$$Q_s = 107,96 \times 1,61 \times 2 = 347,63\text{KN/m}$$

- Pour l'effort tranchant :

$$Q_u = 114,19 \times 1,23 \times 2 = 280,90\text{KN/m}$$

$$Q_s = 107,96 \times 1,23 \times 2 = 265,58\text{KN/m}$$

- **Sens YY :**

- Pour les moments :

$$Q_u = 114,19 \times 1,29 \times 2 = 294,61\text{KN/m}$$

$$Q_s = 107,96 \times 1,29 \times 2 = 278,54\text{KN/m}$$

- Pour l'effort tranchant :

$$Q_u = 114,19 \times 0,99 \times 2 = 226,29\text{KN/m}$$

$$Q_s = 107,96 \times 0,99 \times 2 = 213,76\text{KN/m}$$

➤ **Sens longitudinal (X-X) :**

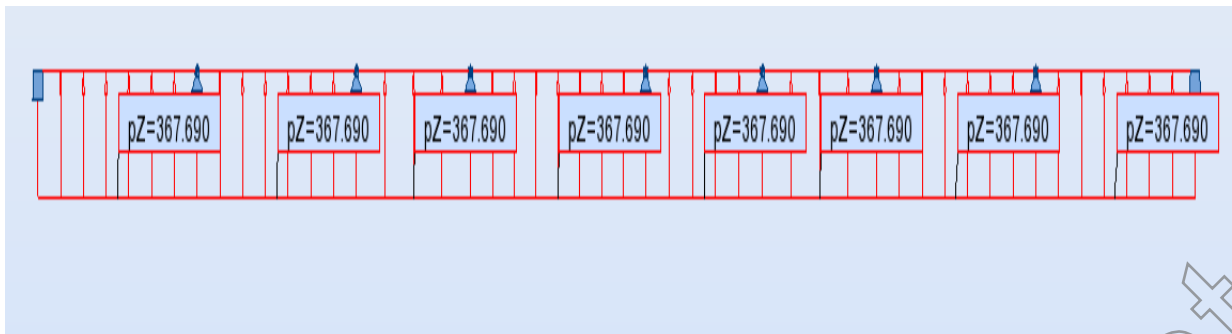


Fig VIII.6. chargement à l'ELU pour les moments (sens longitudinal)

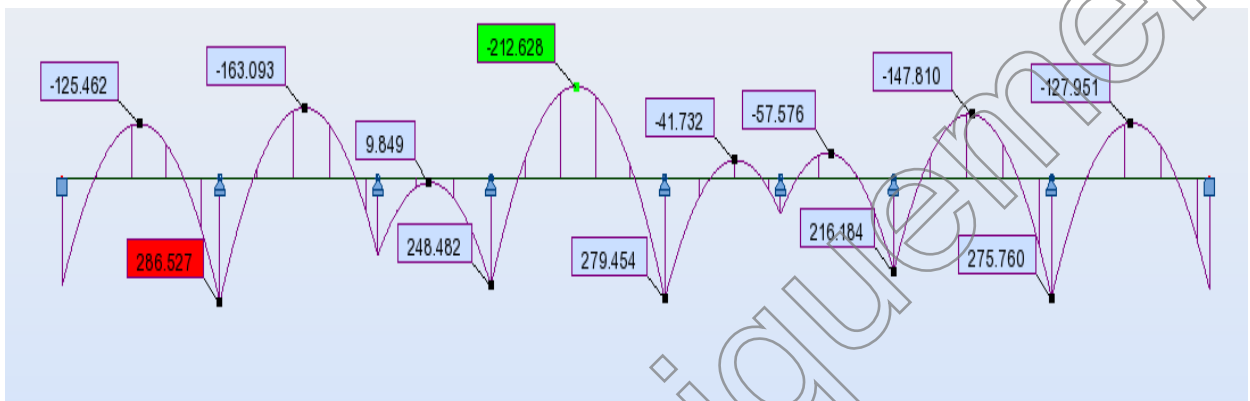


Fig VIII.7. Diagrammes des moments à l'ELU (sens longitudinal)

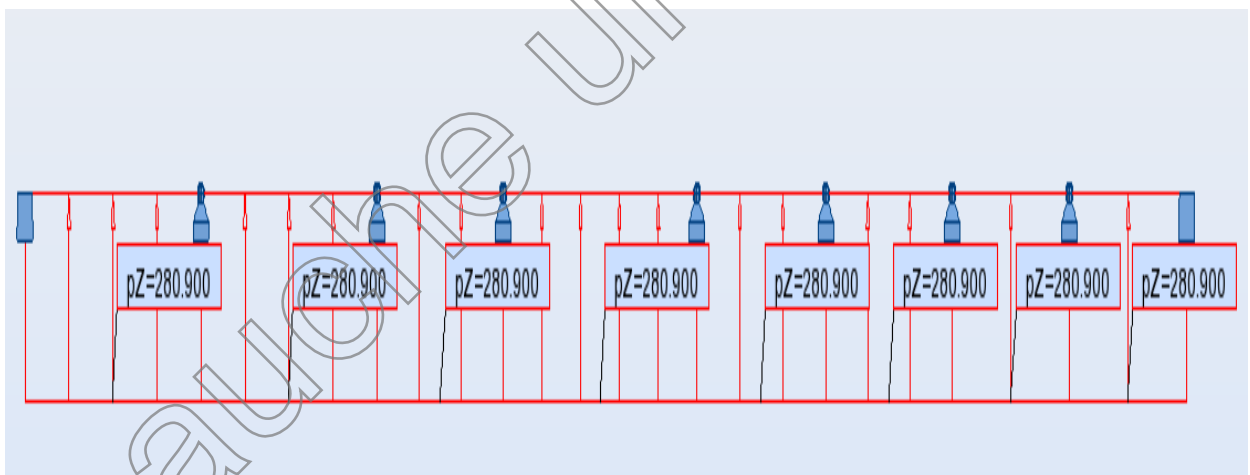


Fig VIII.8. chargement à l'ELU pour les efforts tranchant (sens longitudinal)

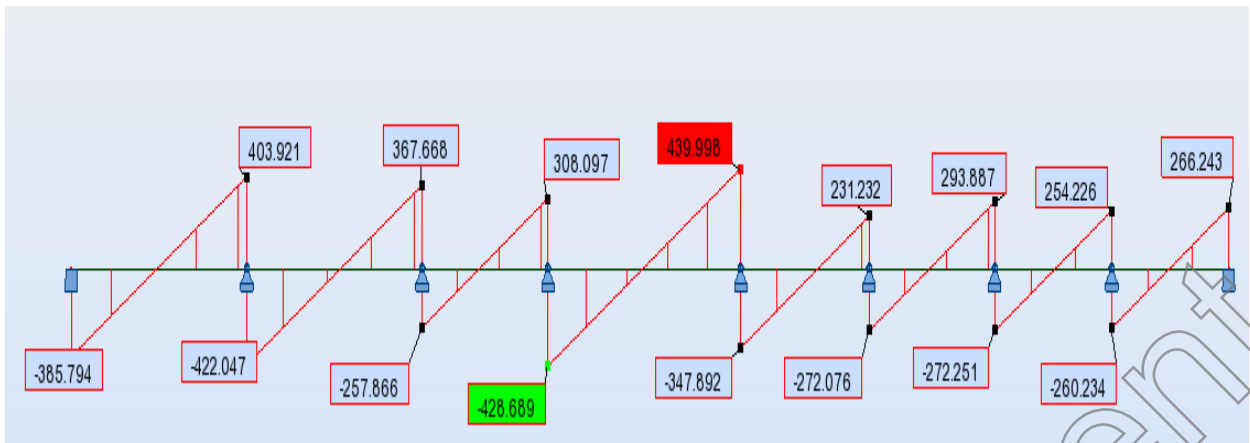


Fig VIII.9. Diagrammes des efforts à l'ELU (sens longitudinal)

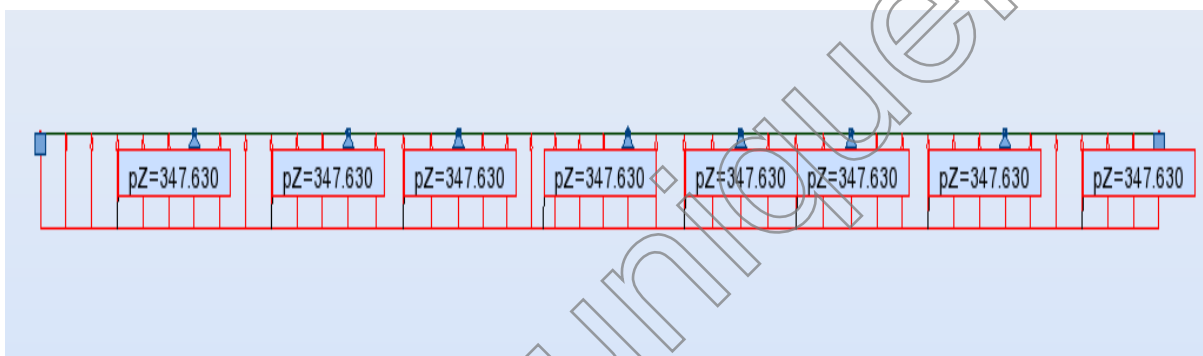


Fig VIII.10. chargement à l'ELS pour les efforts tranchant (sens longitudinal)

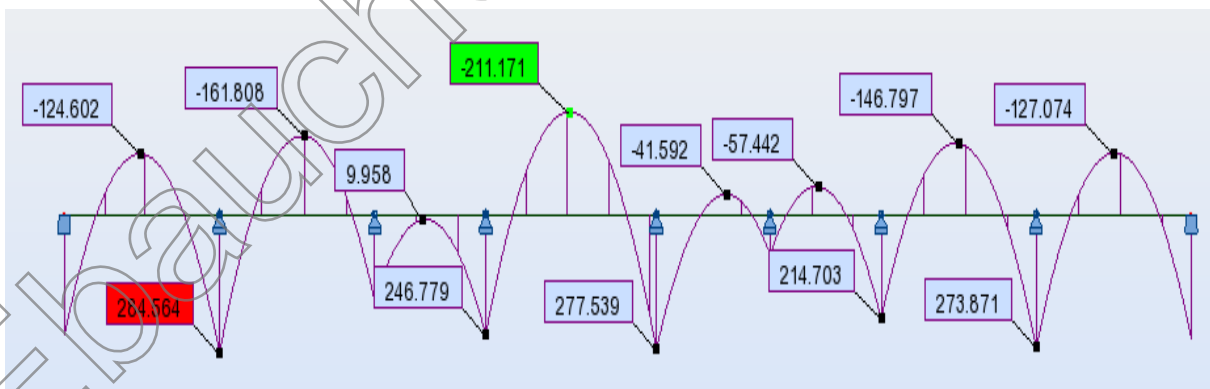


Fig VIII.11. chargement à l'ELS pour les moments (sens longitudinal)

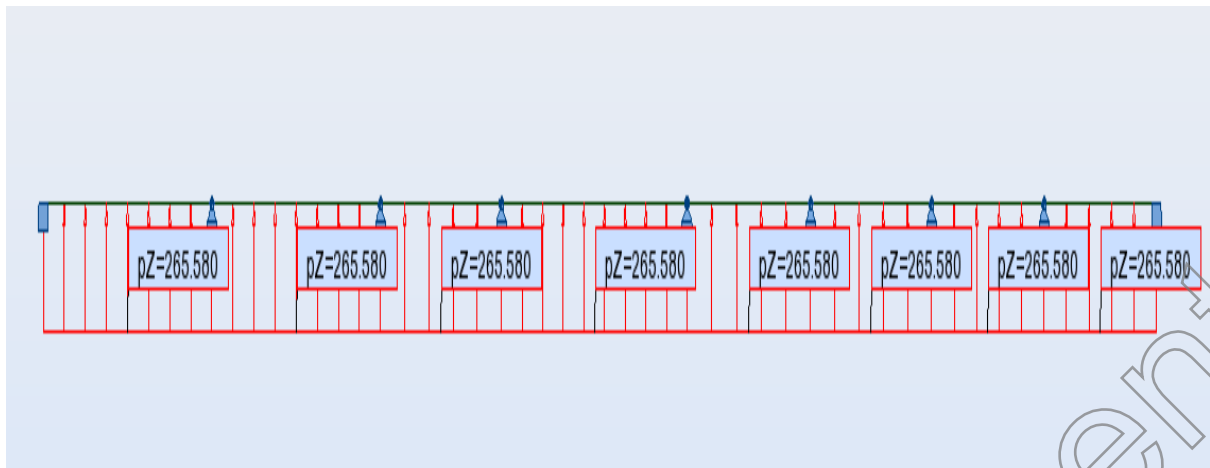


Fig VIII.12.chargement a l'ELS pour les efforts tranchant (sens longitudinal)

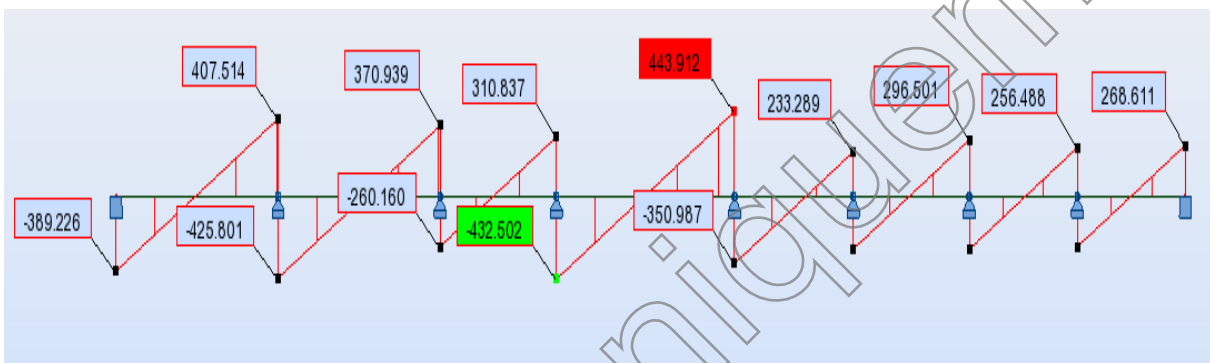


Fig VIII.13 .Diagrammes des efforts à l'ELS (sens transversal)

➤ Sens transversal(YY) :

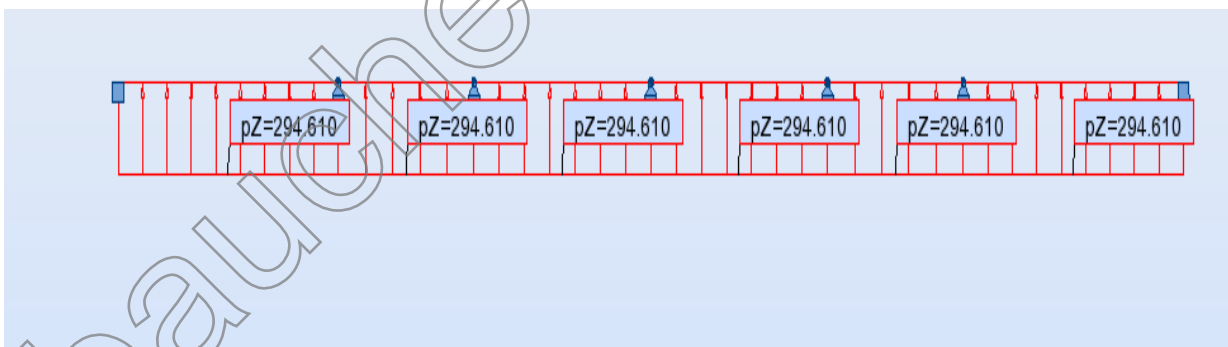


Fig VIII.14.chargement a l'ELU pour les moments (sens transversal)

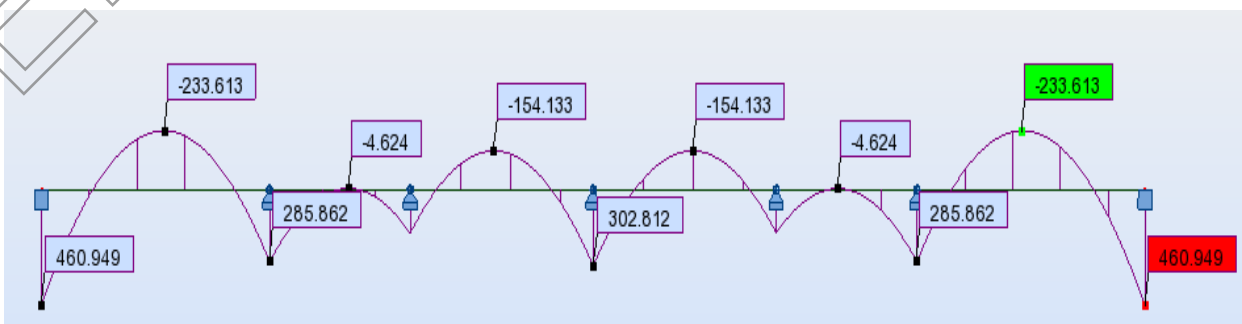


Fig VIII.15. Diagrammes des moments à l'ELU (sens transversal)

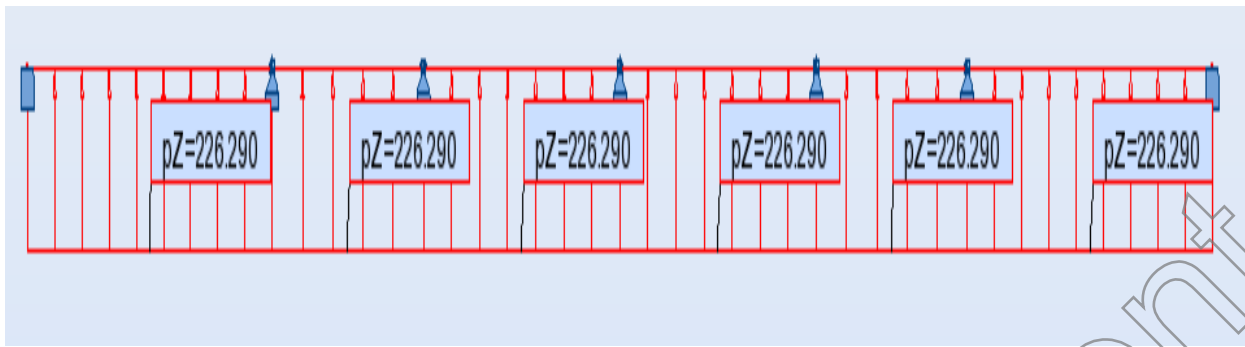


Fig VIII.14. chargement à l'ELU pour les efforts tranchant (sens transversal)

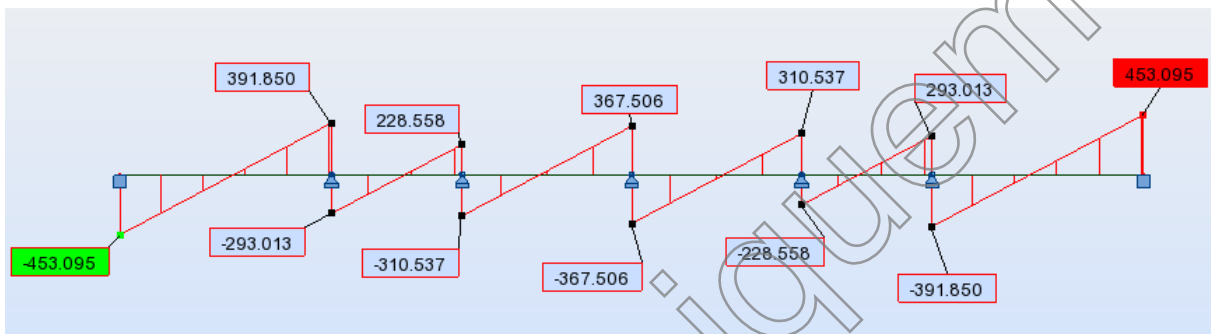


Fig VIII.15. Diagrammes des efforts à l'ELU (sens transversal)

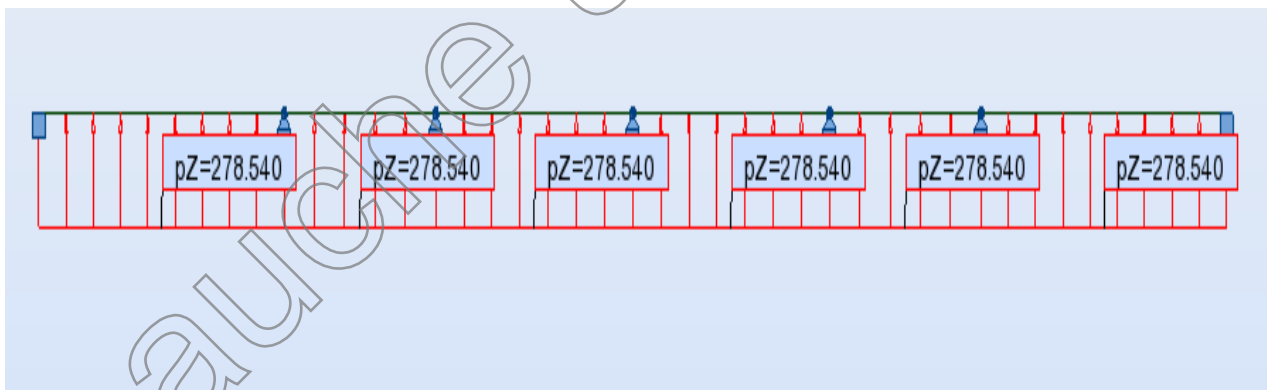


Fig VIII.16. chargement à l'ELS pour les moments (sens transversal)

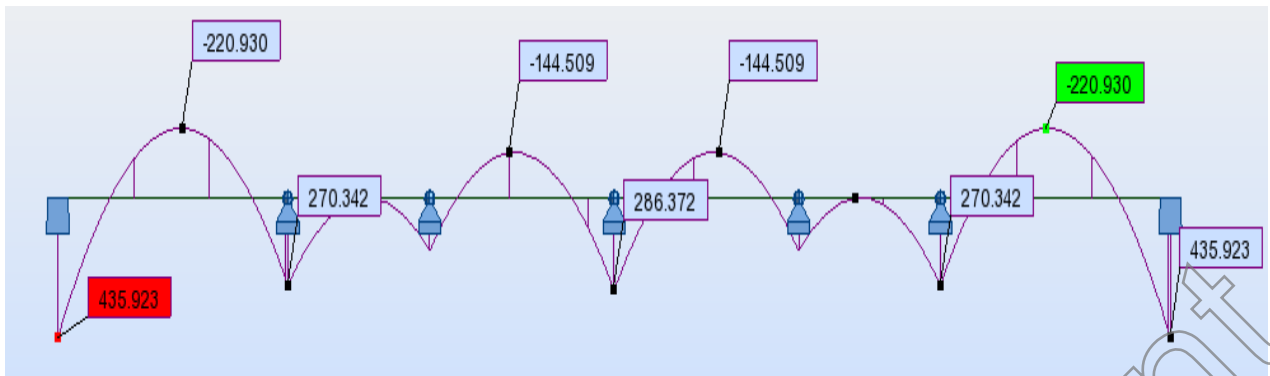


Fig VIII.17. Diagrammes des moments à l'ELS (sens transversal).

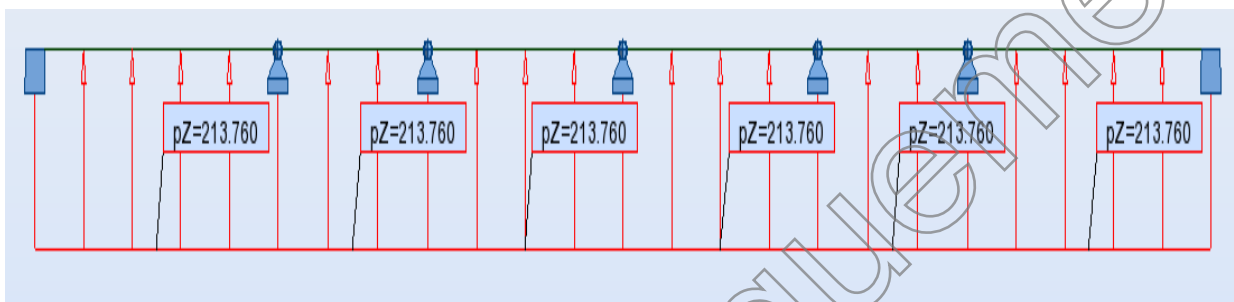


Fig VIII.18. chargement à l'ELS pour les efforts tranchants (sens transversal)

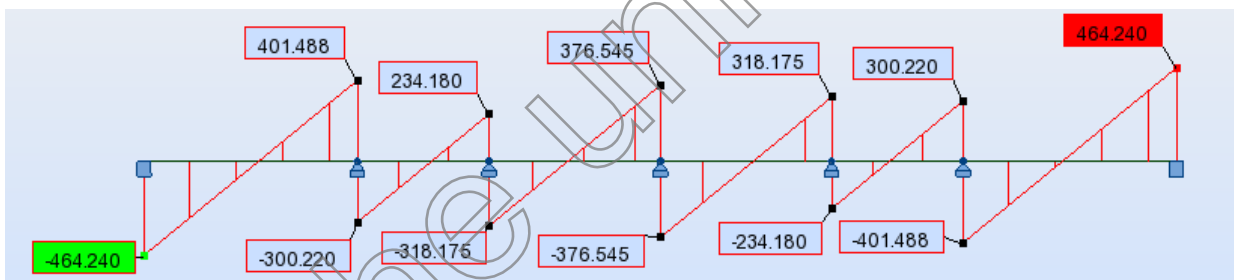


Fig VIII.19. Diagrammes des efforts à l'ELS (sens transversal).

Les résultats des moments et efforts relevés de l'ETABS sous forme de schémas sont résumés dans le tableau suivant :

| | Sollicitations (max) | ELU | ELS |
|------------------------------|------------------------------|---------|---------|
| Sens Longitudinal | M_a (KN. m) | 286,527 | 284,564 |
| | M_t (KN .m) | 212,618 | 211,171 |
| | T (KN) | 439,99 | 443,91 |

| | | | |
|-----------------------------|------------------------------|--------|---------|
| Sens transversal | M_a (KN .m) | 460,94 | 435,92 |
| | M_t (KN. m) | 233,62 | 220,93 |
| | T (KN) | 453,29 | 464,250 |

Tableau VIII.7 : sollicitation dans la nervure

➤ **Calcul des armatures :**• **Sens longitudinal X-X :**

$$M_t^{\max} = 212,618 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 286,527 \text{ KN.m}$$

$$b = 60 \text{ cm}; h = 100 \text{ cm}; d = 97 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{286,527 \times 10^3}{60 \times 97^2 \times 14,2} = 0,035 < \mu_l = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée(SSA)

$$\mu_u = 0,035 \rightarrow \beta = 0,9825$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{286,527 \times 10^3}{0,9825 \times 97 \times 348} = 8,70 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA16+4HA12 = 12,52 cm²/ml.**

Avec : **S_t = 10 cm**

• **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{212,618 \times 10^3}{60 \times 97^2 \times 14,2} = 0,026 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée(SSA).

$$\mu_u = 0,026 \rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{212,618 \times 10^3}{0,987 \times 97 \times 348} = 6,38 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA16 = 8,040 cm²/ml.**

Avec : **S_t = 10 cm.**

• **Sens transversal Y-Y :**

$$M_t^{\max} = 233,62 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 460,94 \text{ KN.m}$$

$$b = 60 \text{ cm}, h = 100 \text{ cm}, d = 97 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{460,94 \times 10^3}{60 \times 97^2 \times 14,2} = 0,057 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée(SSA).

$$\mu_u = 0,057 \rightarrow \beta = 0,970$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{b \times d \times \sigma_{st}} = \frac{460,949 \times 10^3}{0,970 \times 97 \times 348} = 14,07 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA16+4HA14 = 14,20 cm²/ml.**

Avec : **S_t = 10 cm**

• **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{233,62 \times 10^3}{60 \times 97^2 \times 14,2} = 0,029 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée(SSA)..

$$\mu_u = 0,029 \rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{b \times d \times \sigma_{st}} = \frac{233,62 \times 10^3}{0,985 \times 97 \times 348} = 7,026 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA16=8,040 cm²/ml.**

Avec : **S_t = 10cm.**

Les résultats des ferrillages sont résumés dans les tableaux qui suivent :

| | | M _u | μ | Obs | β | As | A _{adopté} |
|-------------|--------|----------------|-------|-----|--------|-------|---------------------|
| Sens X-X | Appui | 286,527 | 0,035 | SSA | 0,9825 | 8,70 | 4HA16+5HA12 |
| | travée | 212,527 | 0,026 | SSA | 0,287 | 6,38 | 4HA16 |
| Sens Y-Y | Appui | 460,949 | 0,053 | SSA | 0,970 | 14,07 | 4HA16+5HA14 |
| | travée | 233,62 | 0,029 | SSA | 0,985 | 7,026 | 4HA16 |

Tableau VIII.8 : ferrillage des nervure.

• **Vérification à l'ELU :**

$$A_{min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 60 \times 79 \times 2,1}{400} = 5,72 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

✓ **Armatures transversales :**

- **Diamètre minimal :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$$

Soit : $\phi = 8 \text{ mm}$.

- **Espacement des armatures :**

Zone nodal :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_t \right\} = \min \{25 ; 19,20\}$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$.

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$.

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_{t \min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 8 \times 60 = 1,44 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_t = 4\text{HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

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

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 464,25 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{464,25 \times 10^3}{600 \times 790} = 0,979 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification à l'ELS :

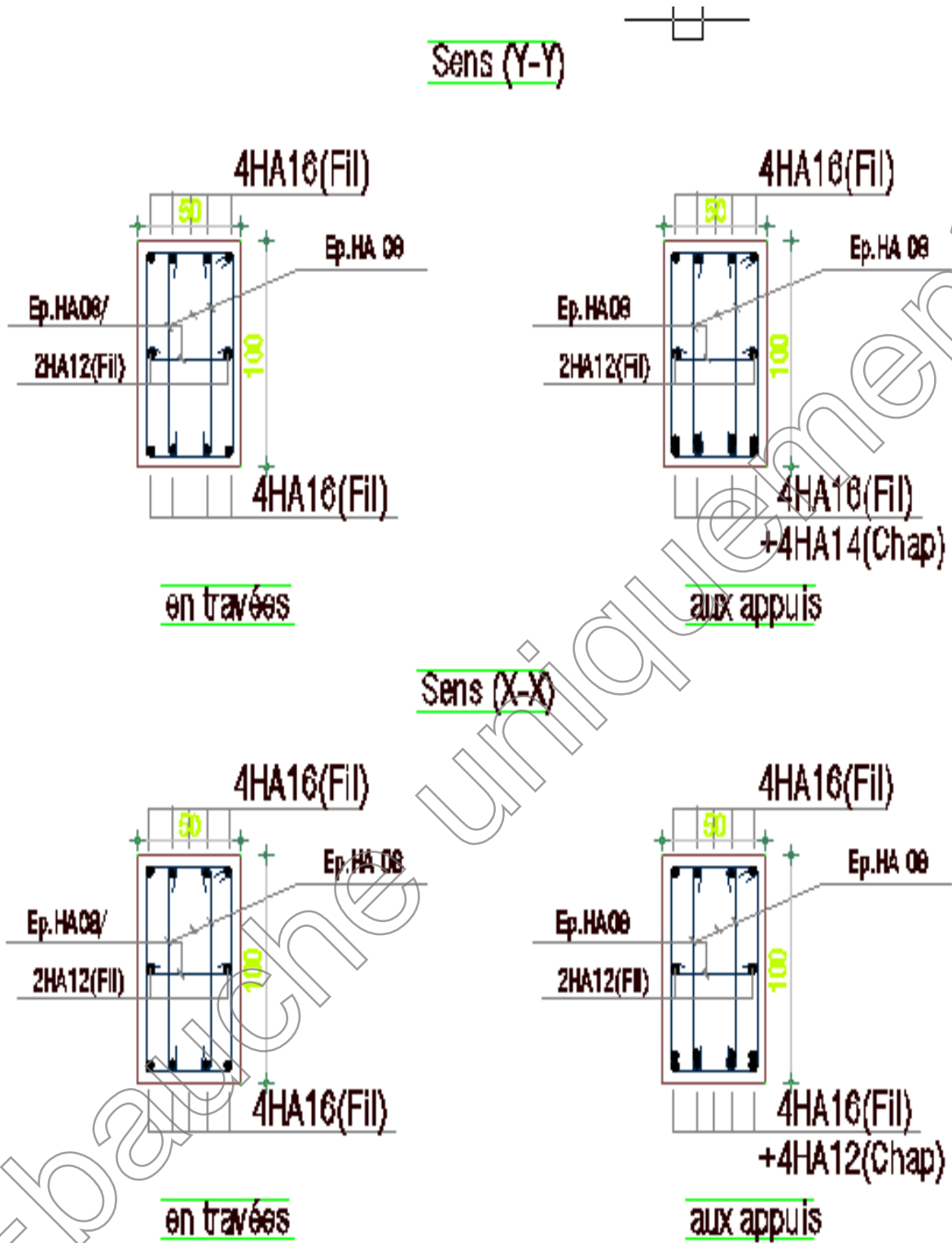
- Vérification des contraintes (dans le béton et l'acier):

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

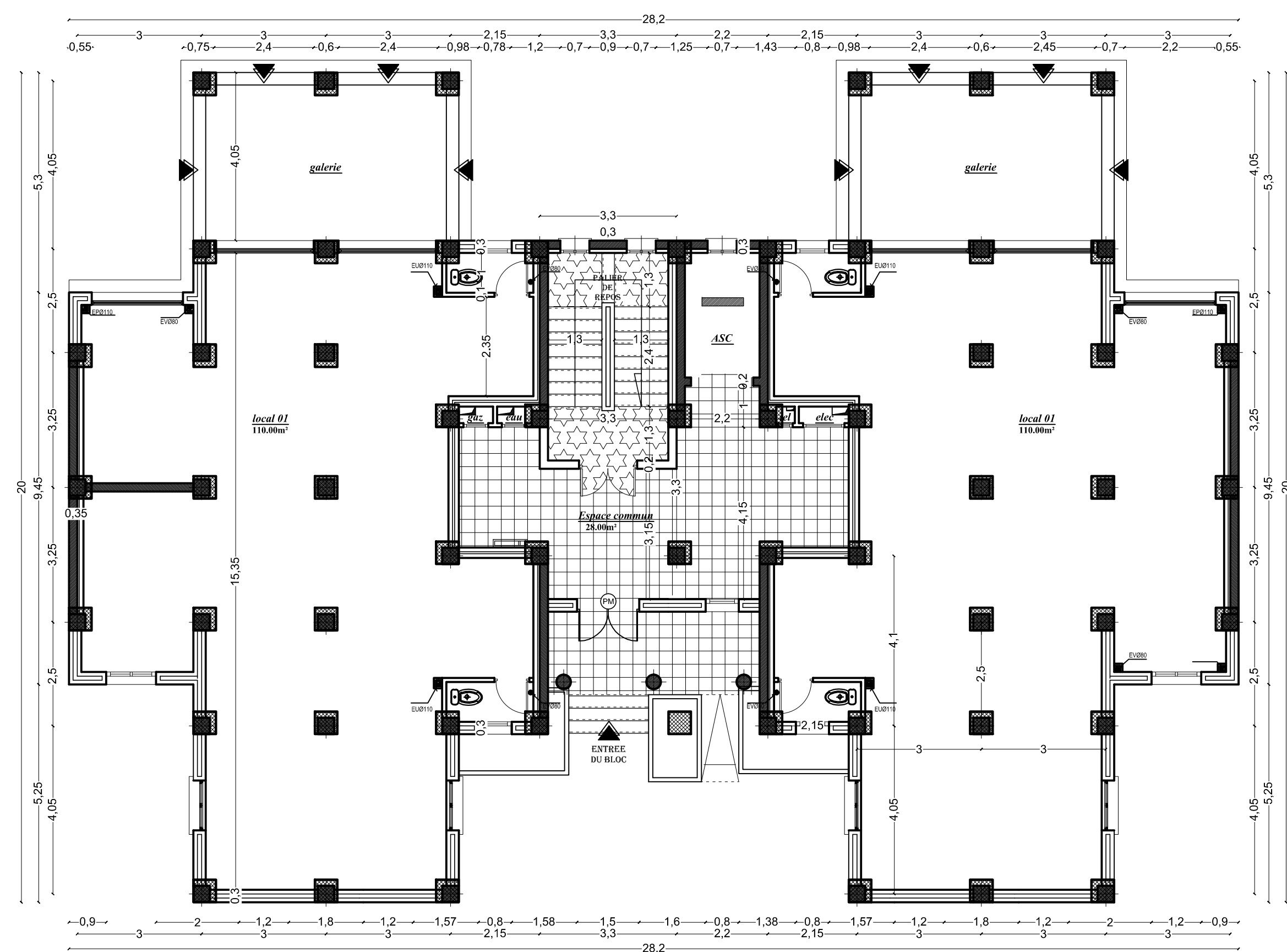
$$\rho = \frac{100 \times A_u}{b \times d} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_u} \leq \bar{\sigma}_s = \min \{0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{t28}}\} = 164,97 \text{ MPa}$$

| Sens | | M _s | A _u | ρ | β | K ₁ | σ _s | σ _b | σ̄ _b | Obs |
|------|--------|----------------|----------------|-------|-------|----------------|----------------|----------------|-----------------|-----|
| X-X | Appui | 284,564 | 12,56 | 0,226 | 0,924 | 50,79 | 233,96 | 4,60 | 15 | C.V |
| | travée | 211,171 | 8,040 | 0,128 | 0,940 | 68,33 | 300,77 | 4,40 | 15 | C.V |
| Y-Y | Appui | 435,92 | 14,20 | 0,256 | 0,940 | 46,73 | 317,54 | 6,79 | 15 | C.V |
| | travée | 220,93 | 8,040 | 0,128 | 0,940 | 68,33 | 314,67 | 4,60 | 15 | C.V |

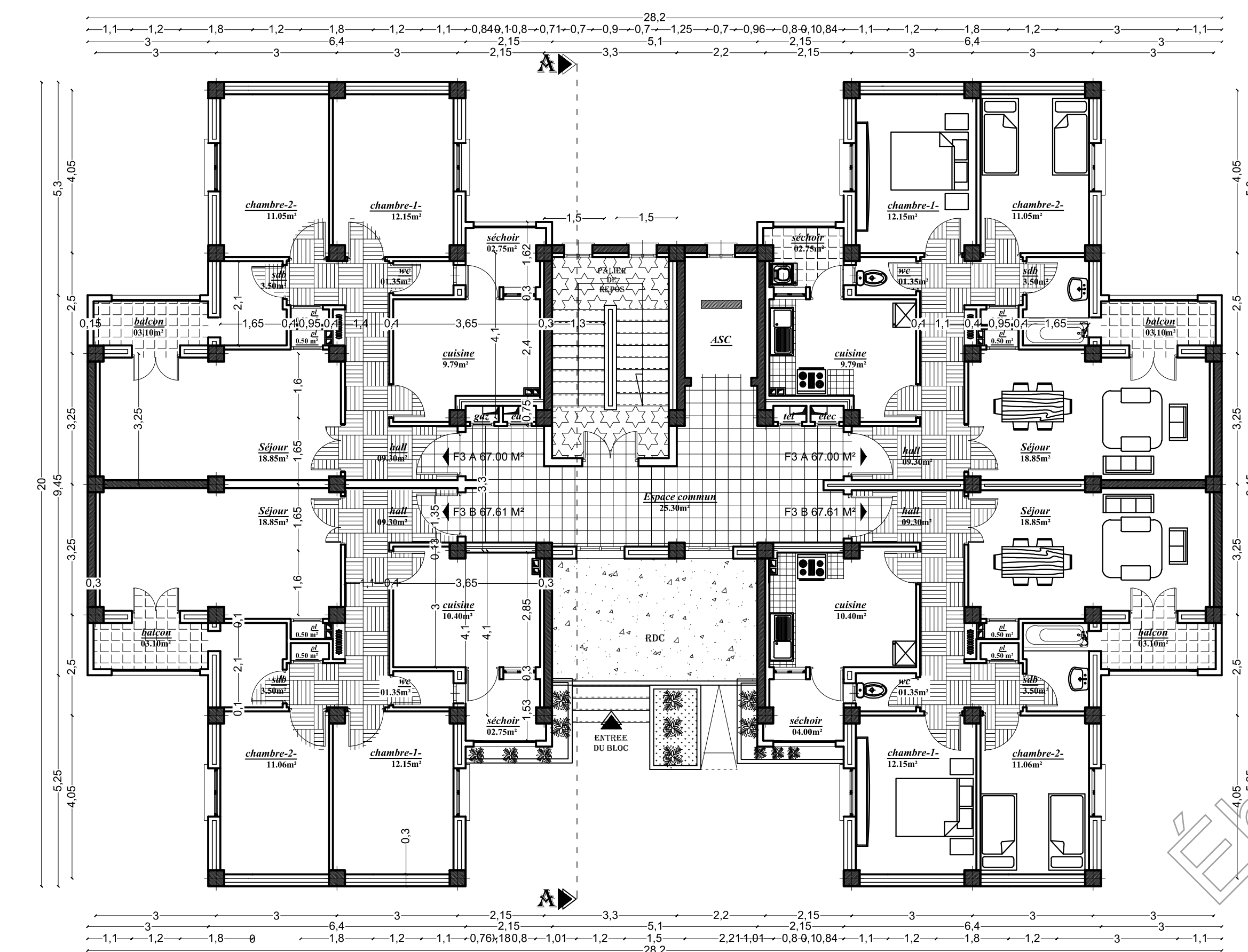
Tableau VIII.9 : Vérification des contraintes



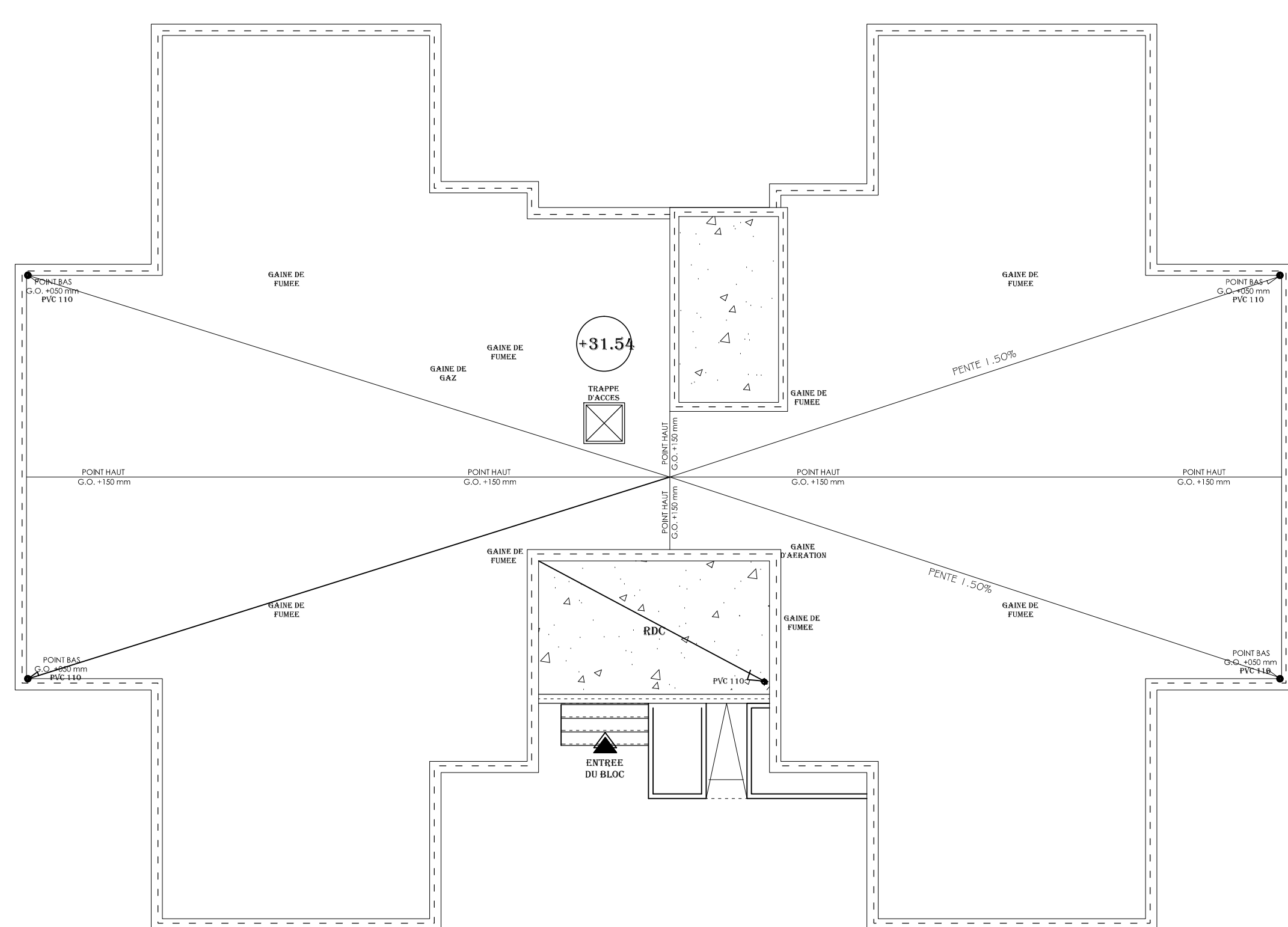
FigVIII.21.: ferrailage de la nervure.



PLAN REZ DE CHAUSSEE

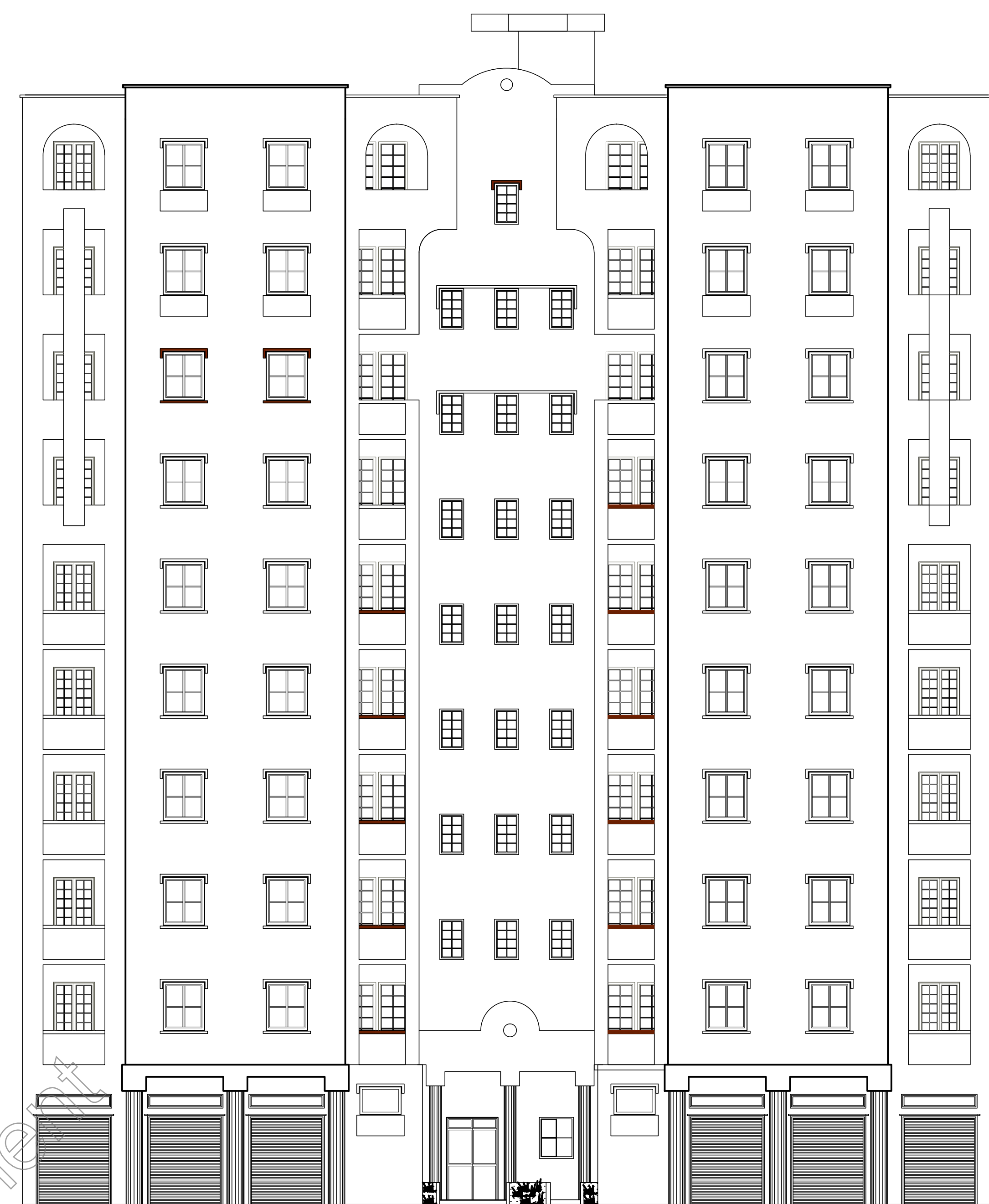


PLAN ETAGE COURANT.

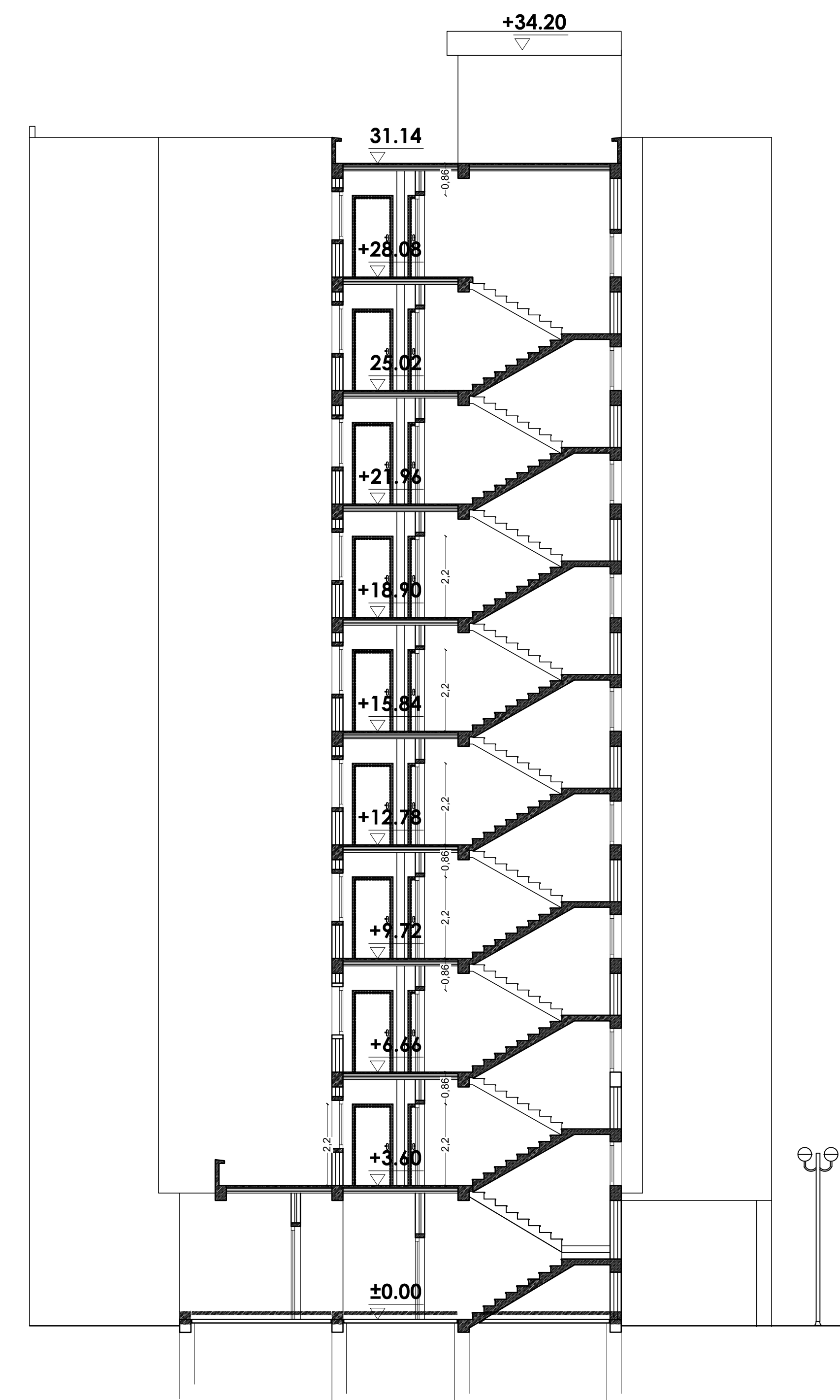


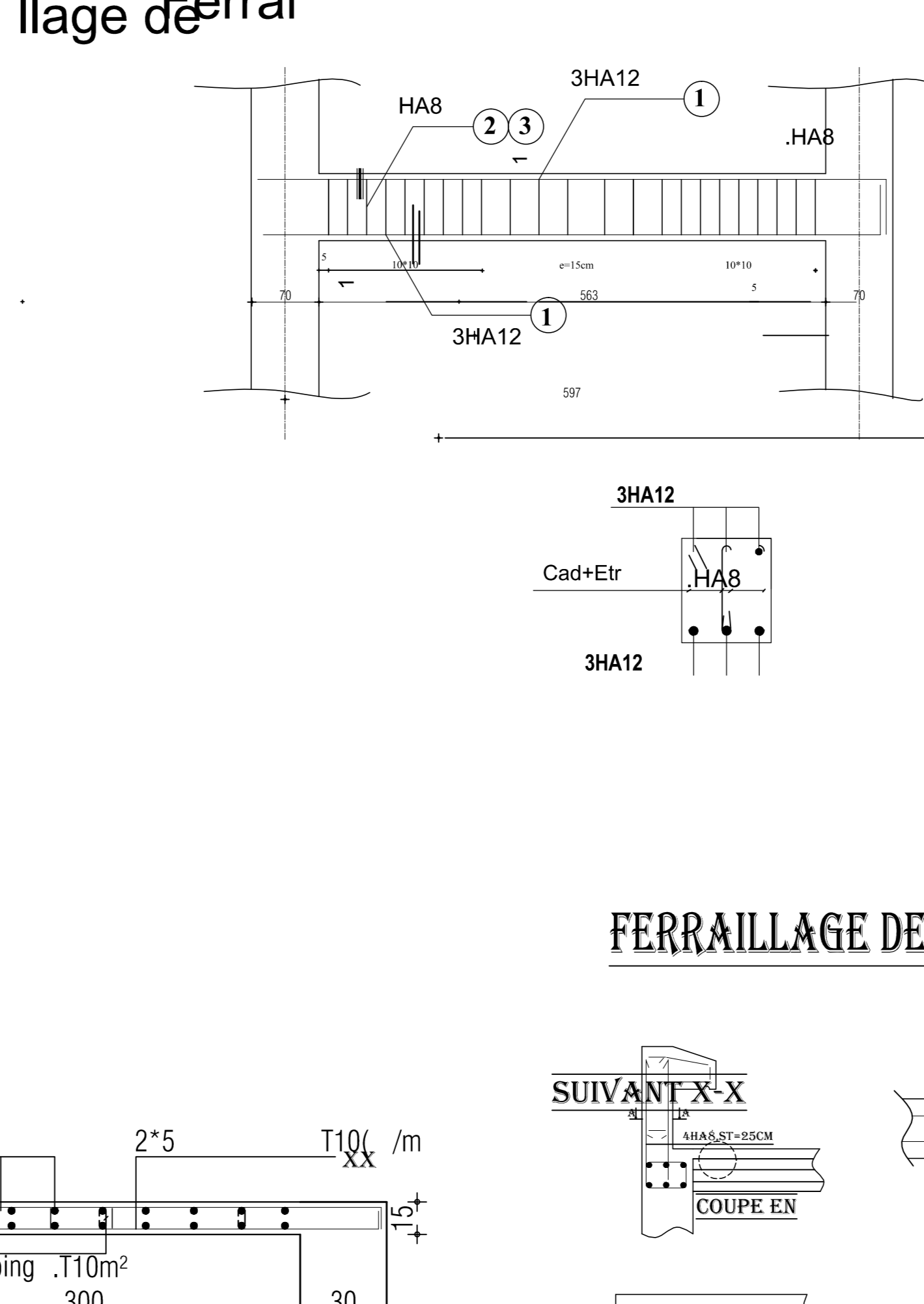
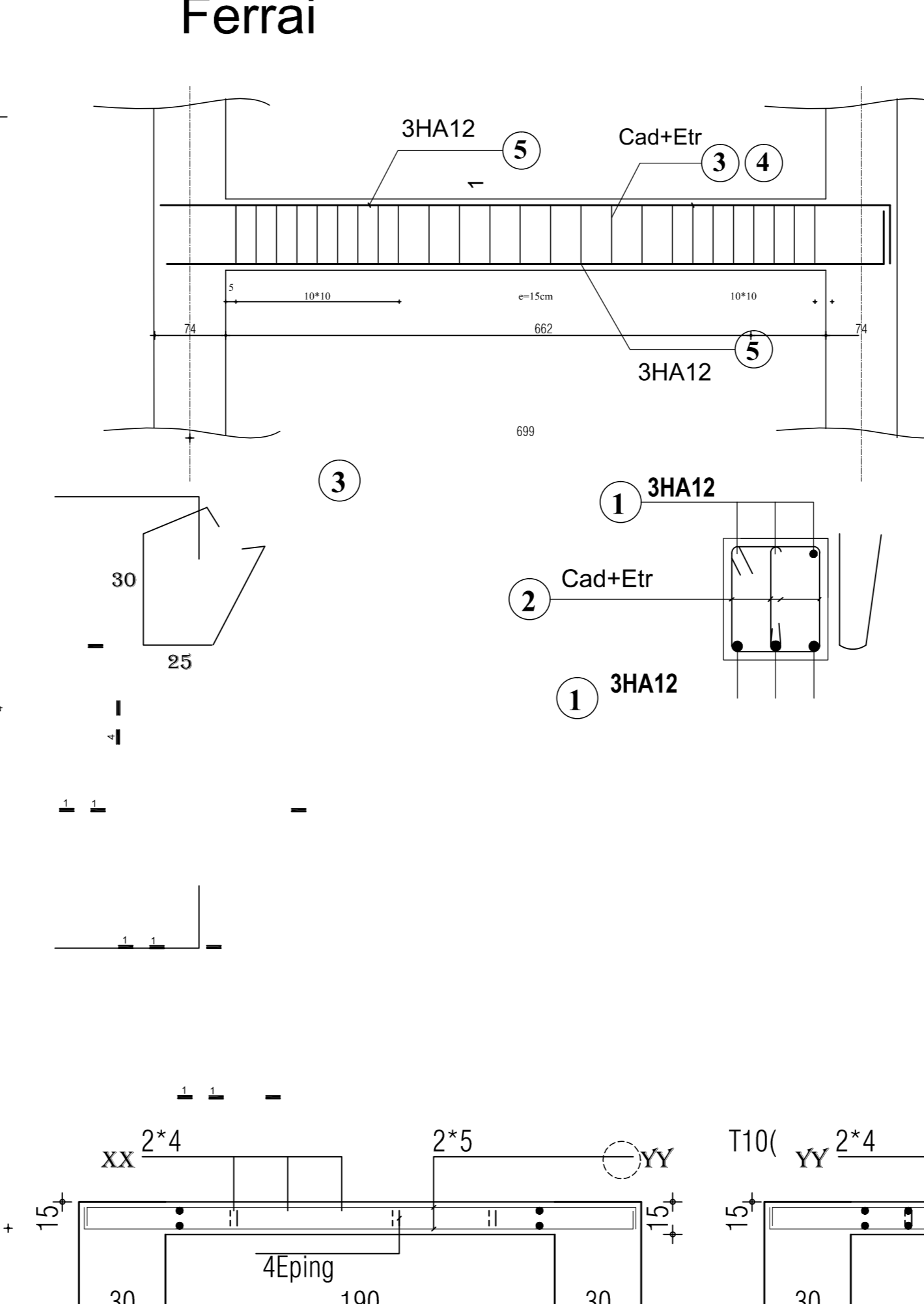
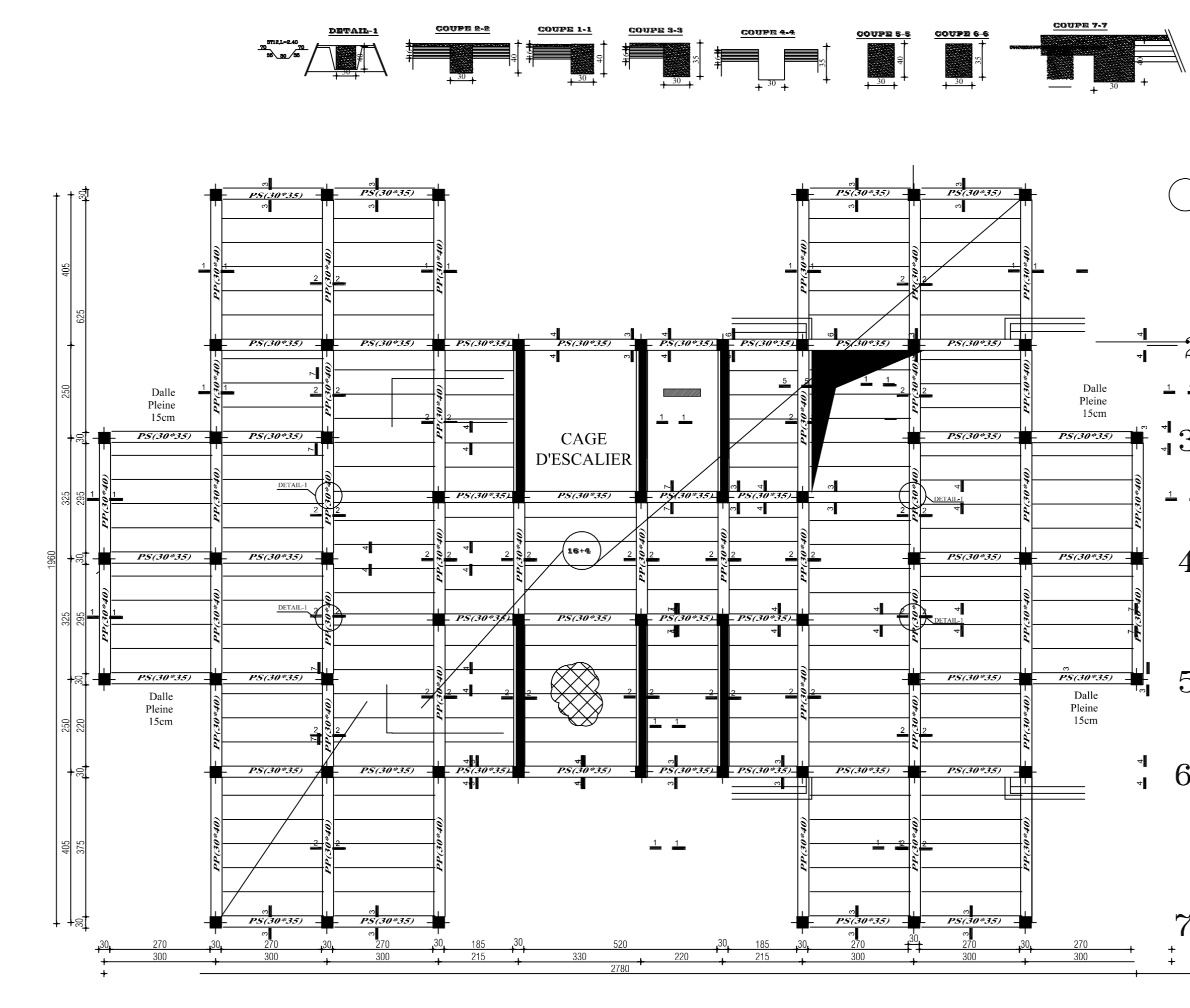
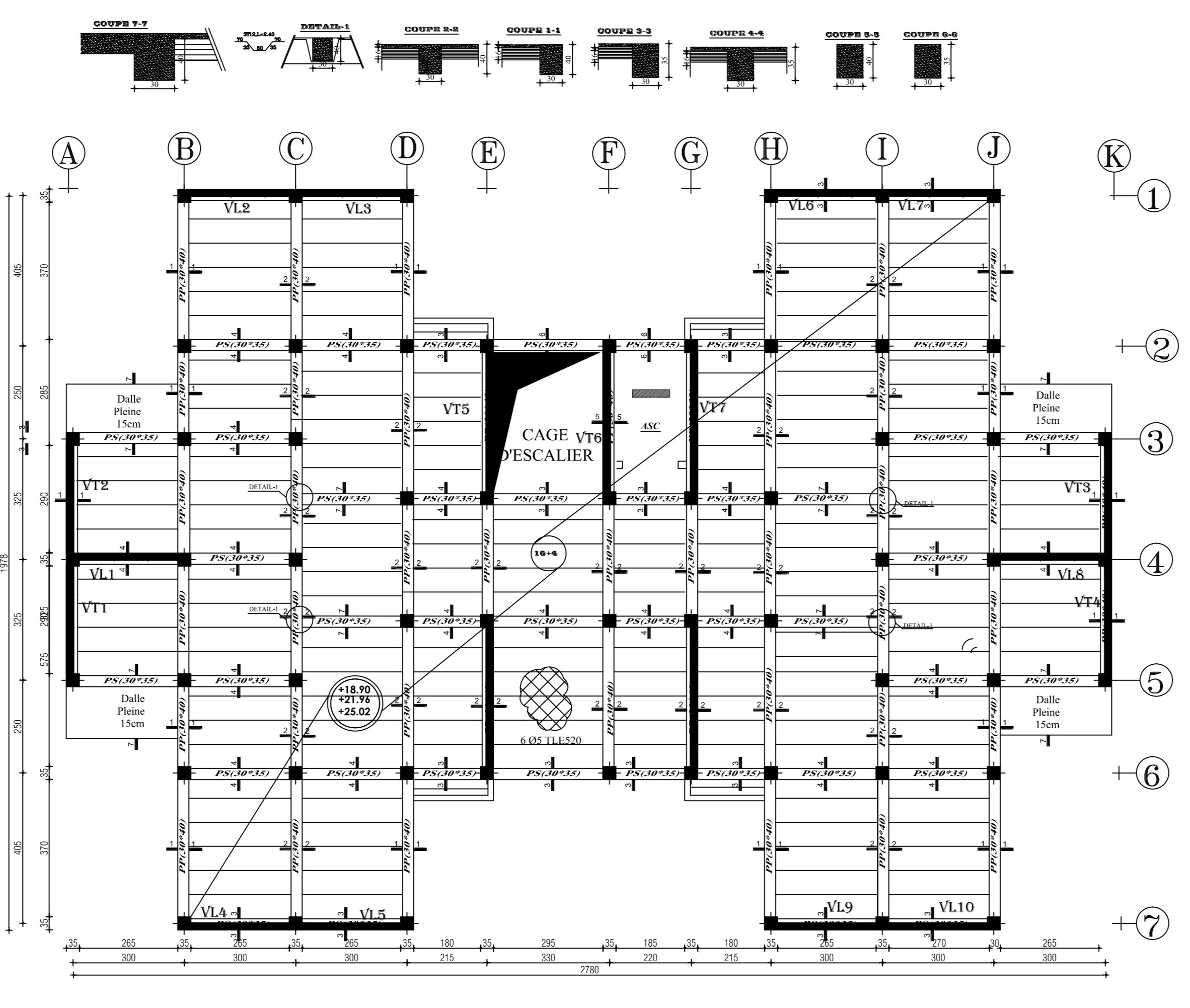
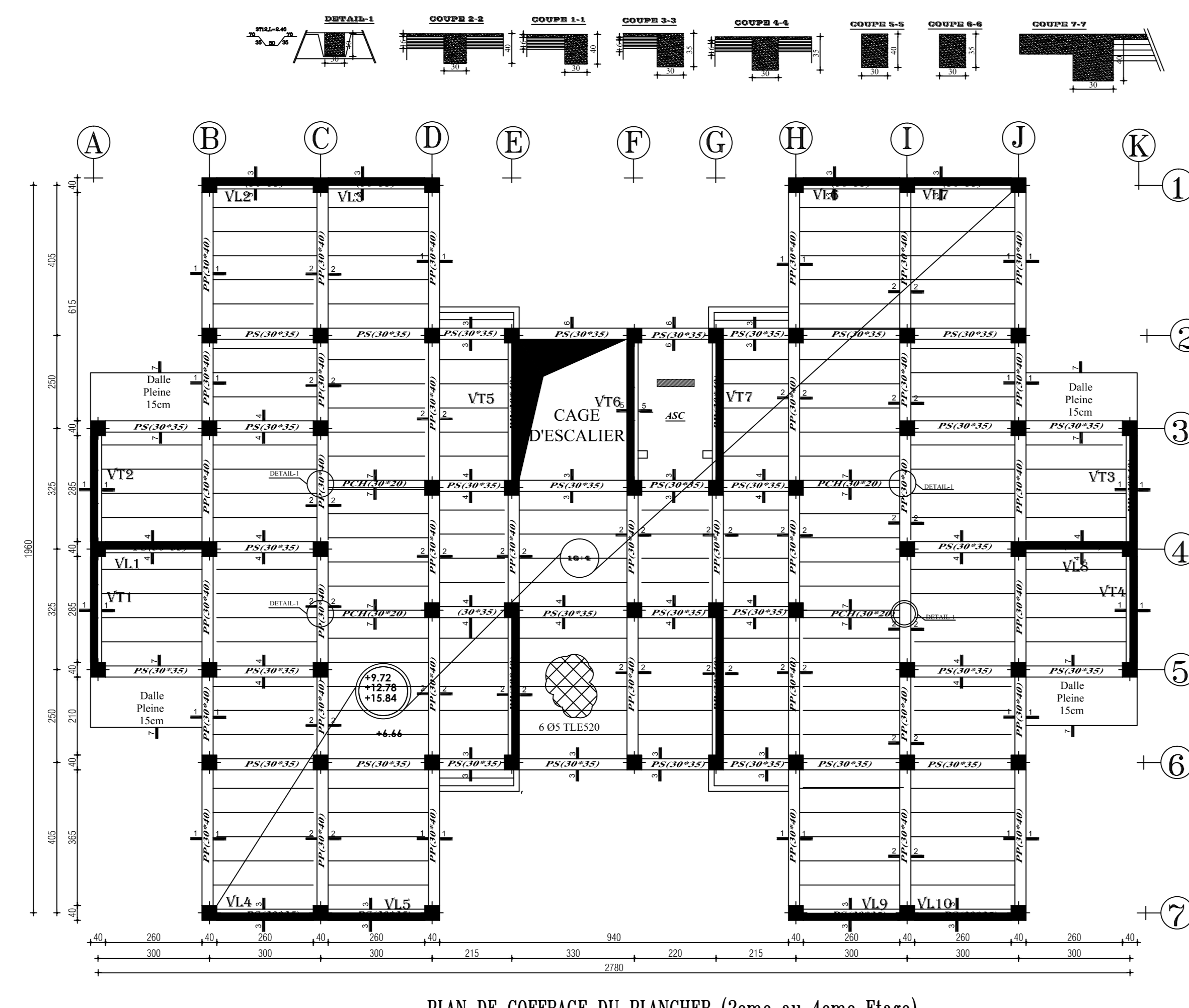
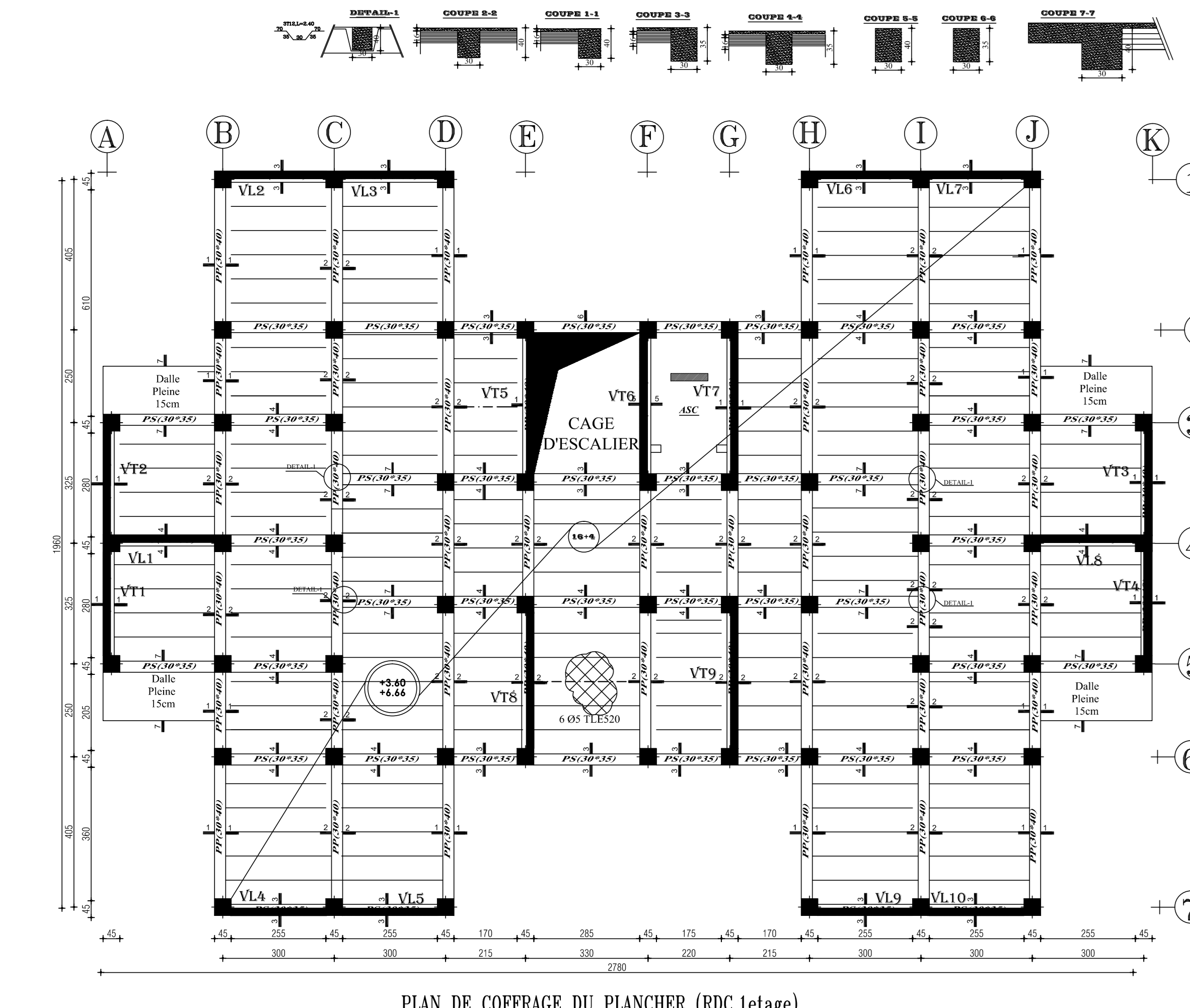
PLAN TERRASSE

FACADE PRINCIPALE



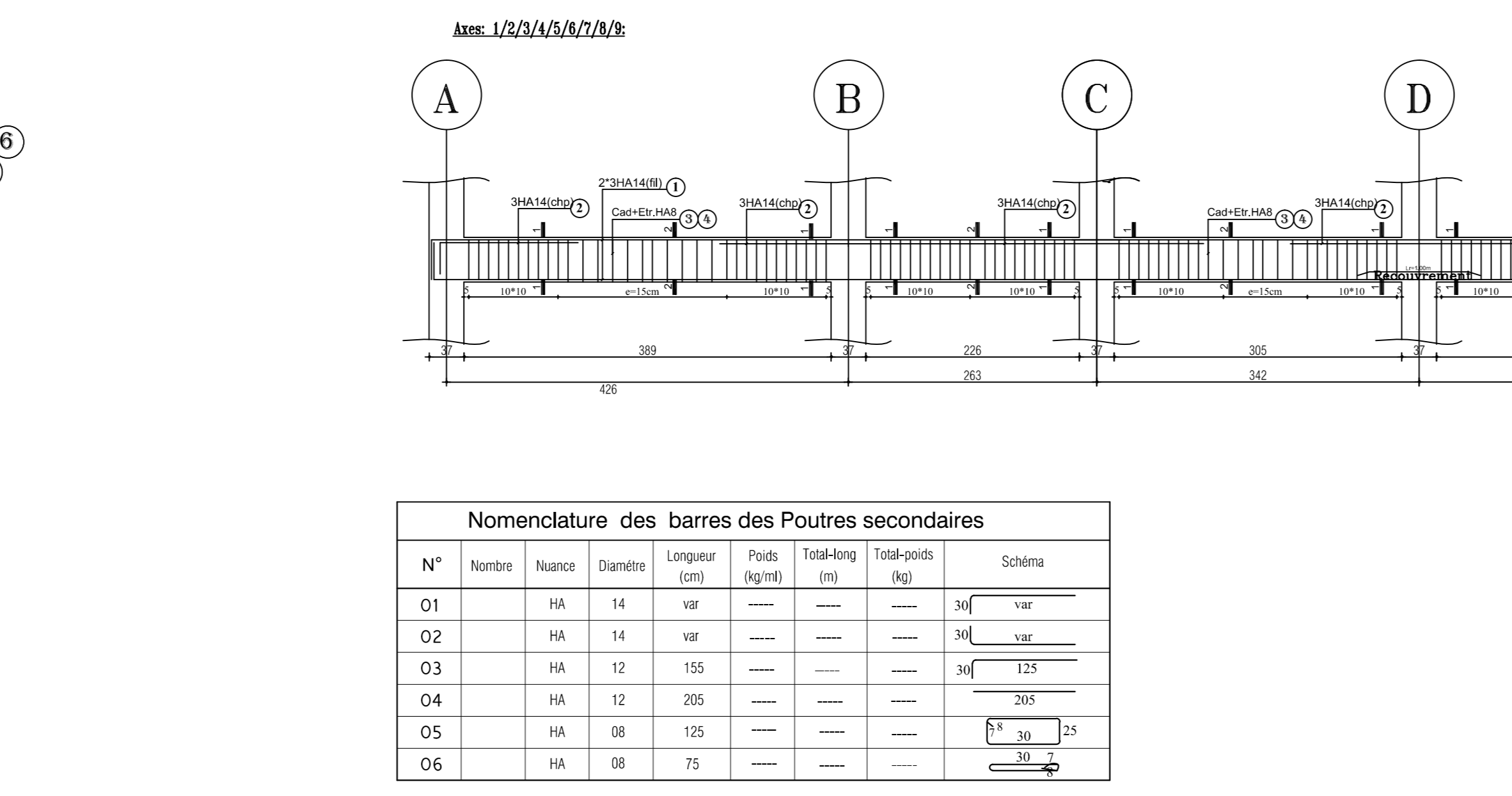
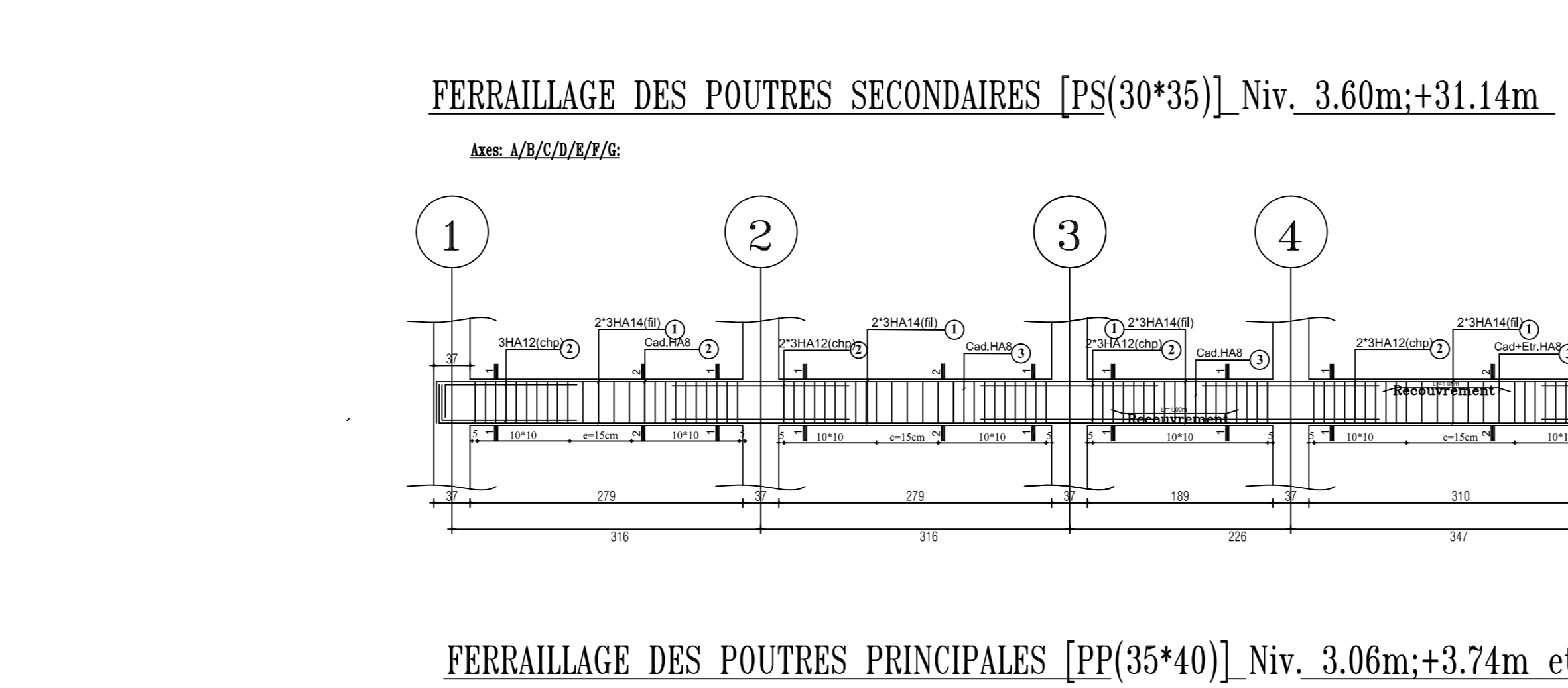
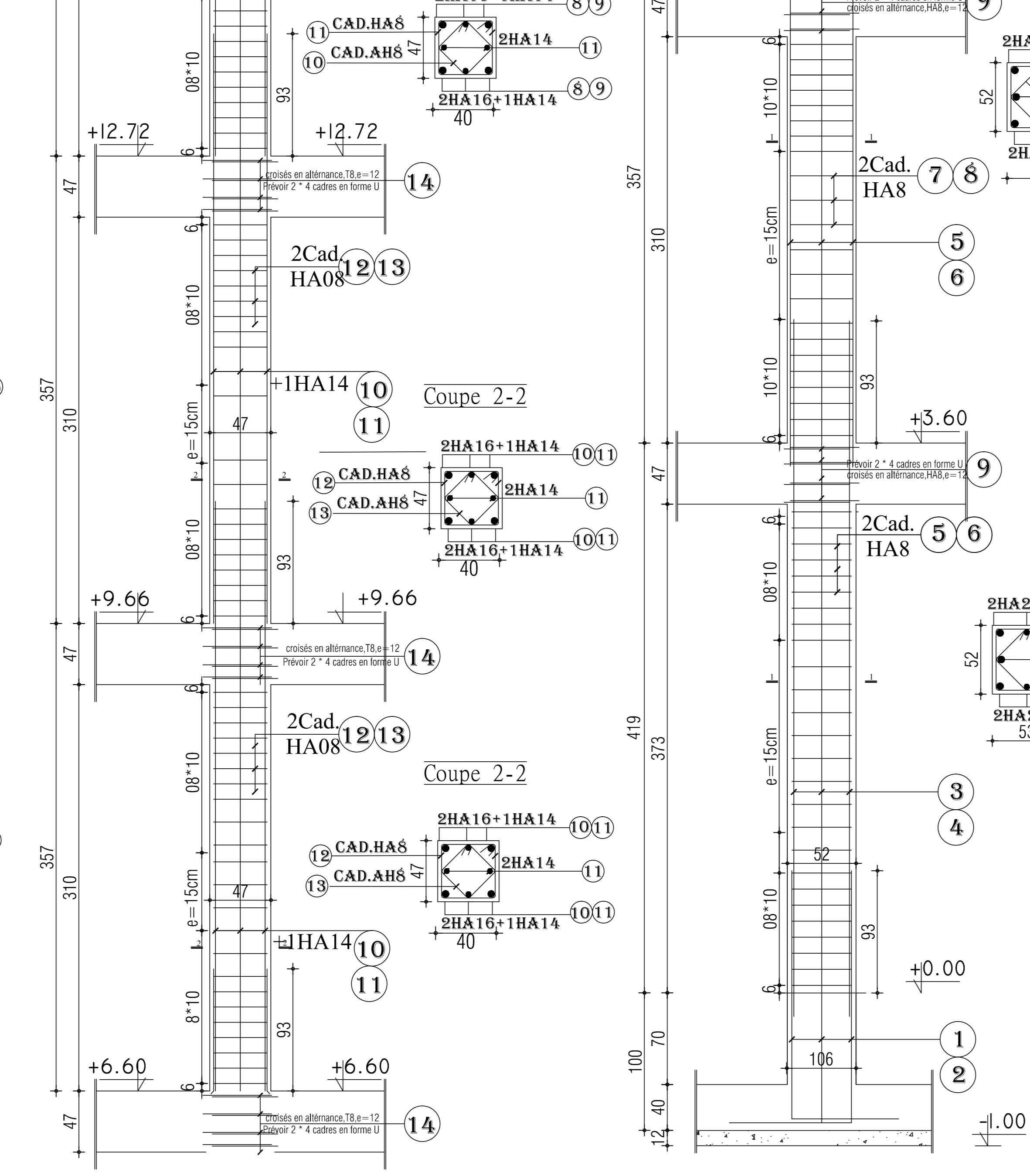
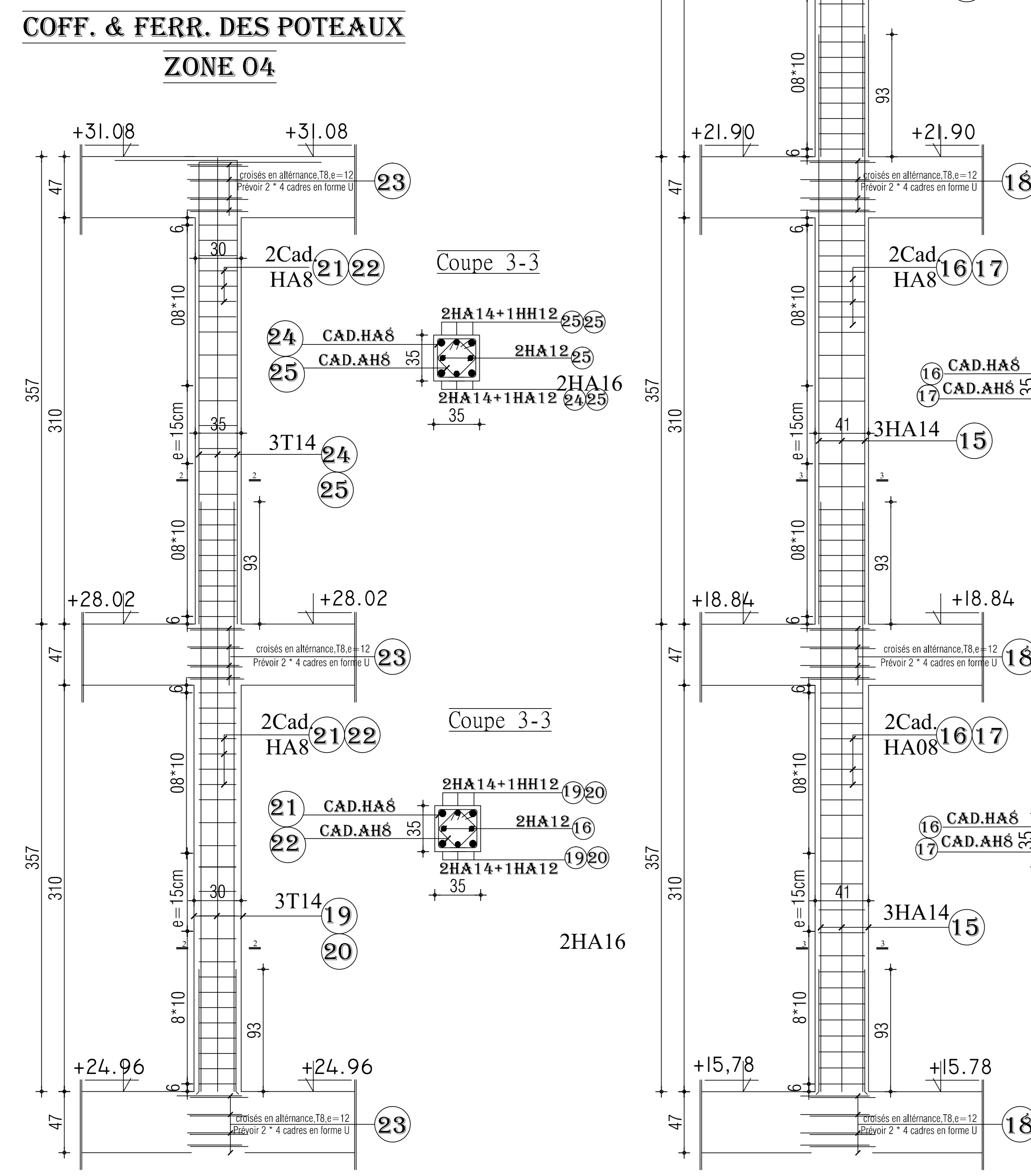
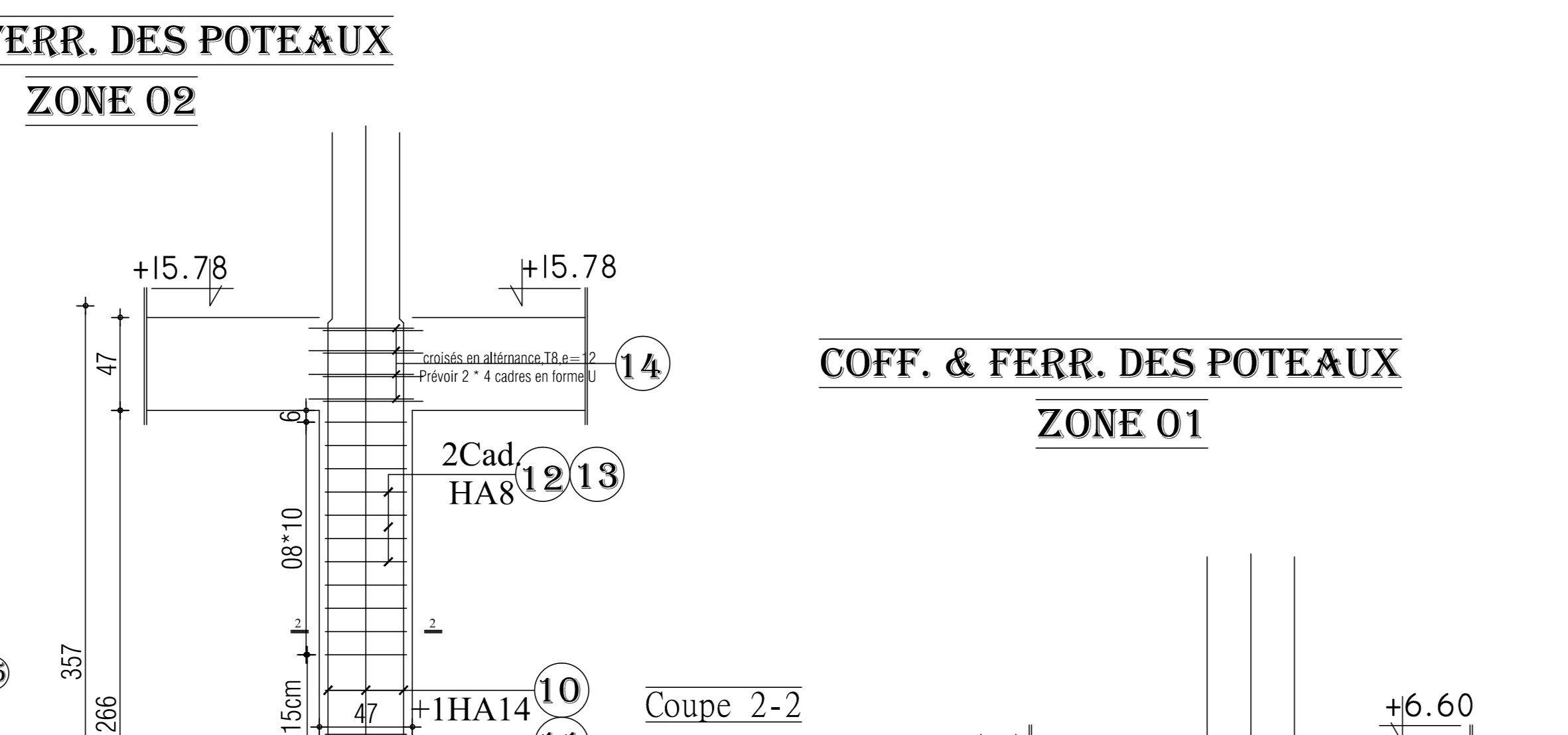
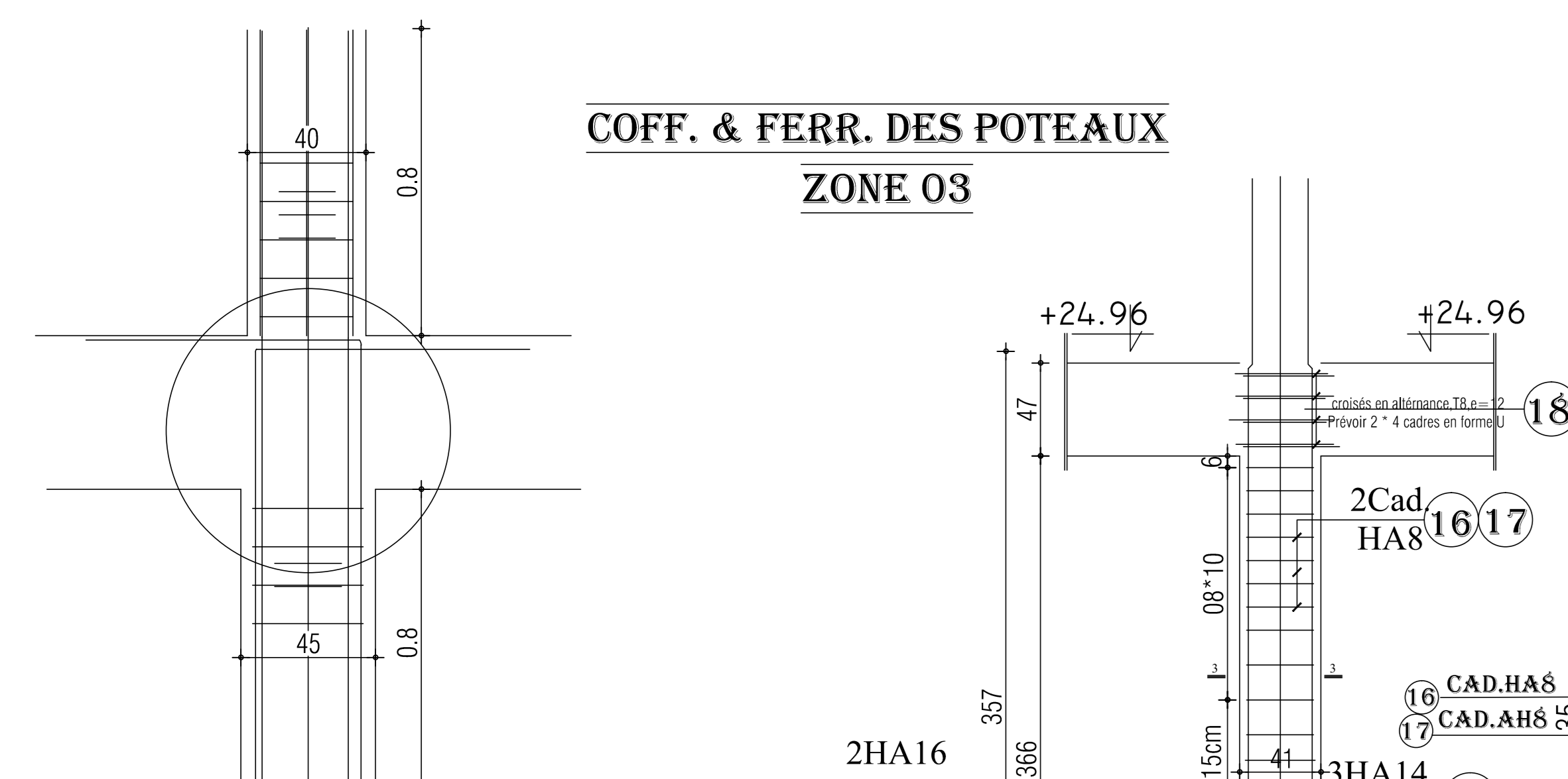
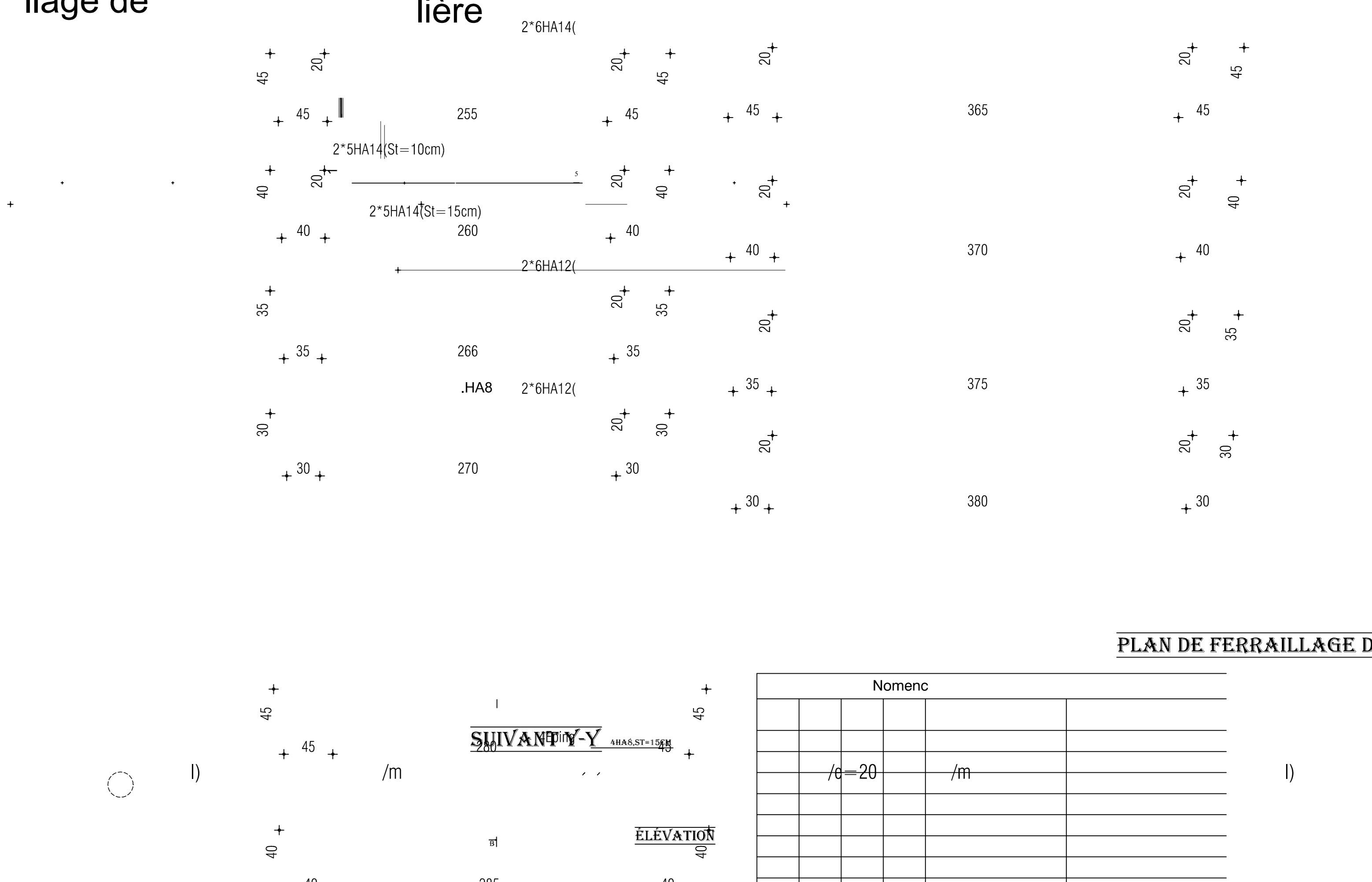
COUPE A-A



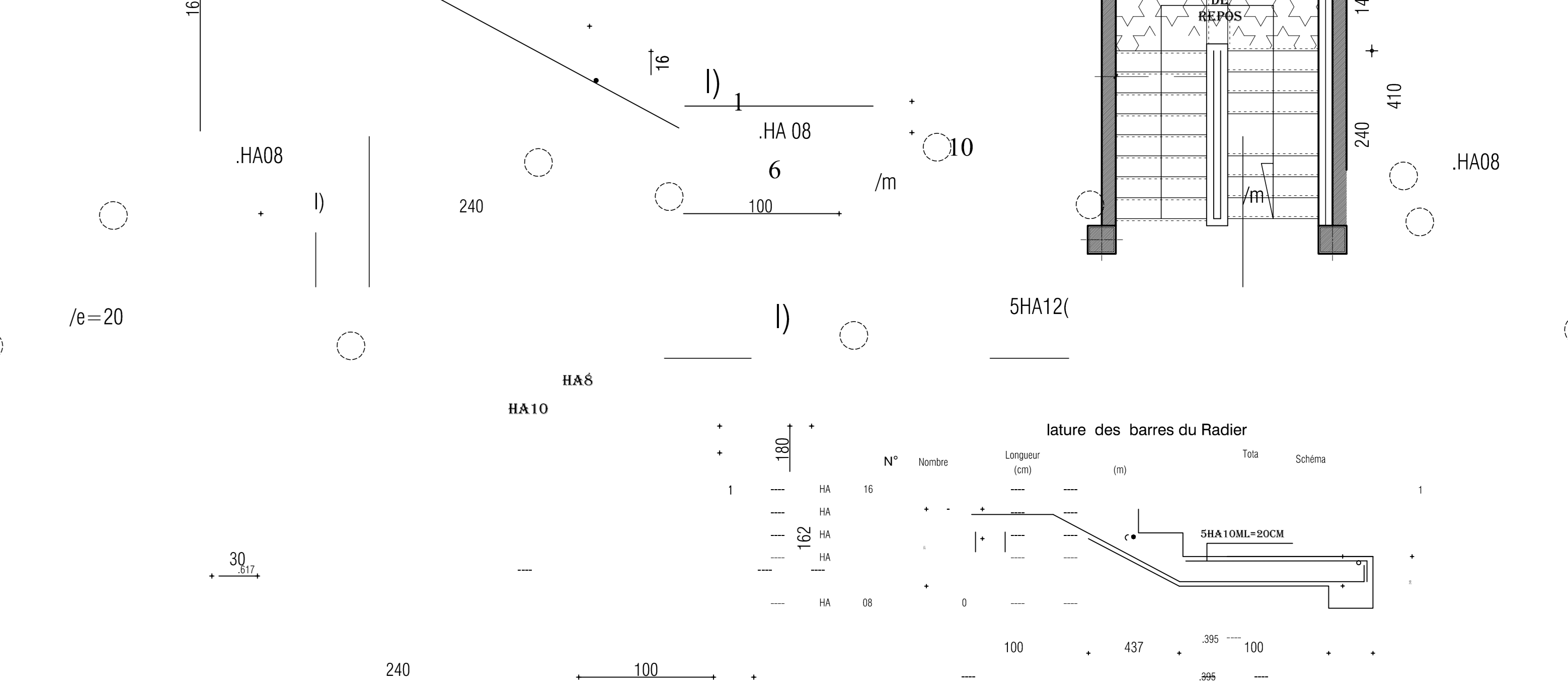
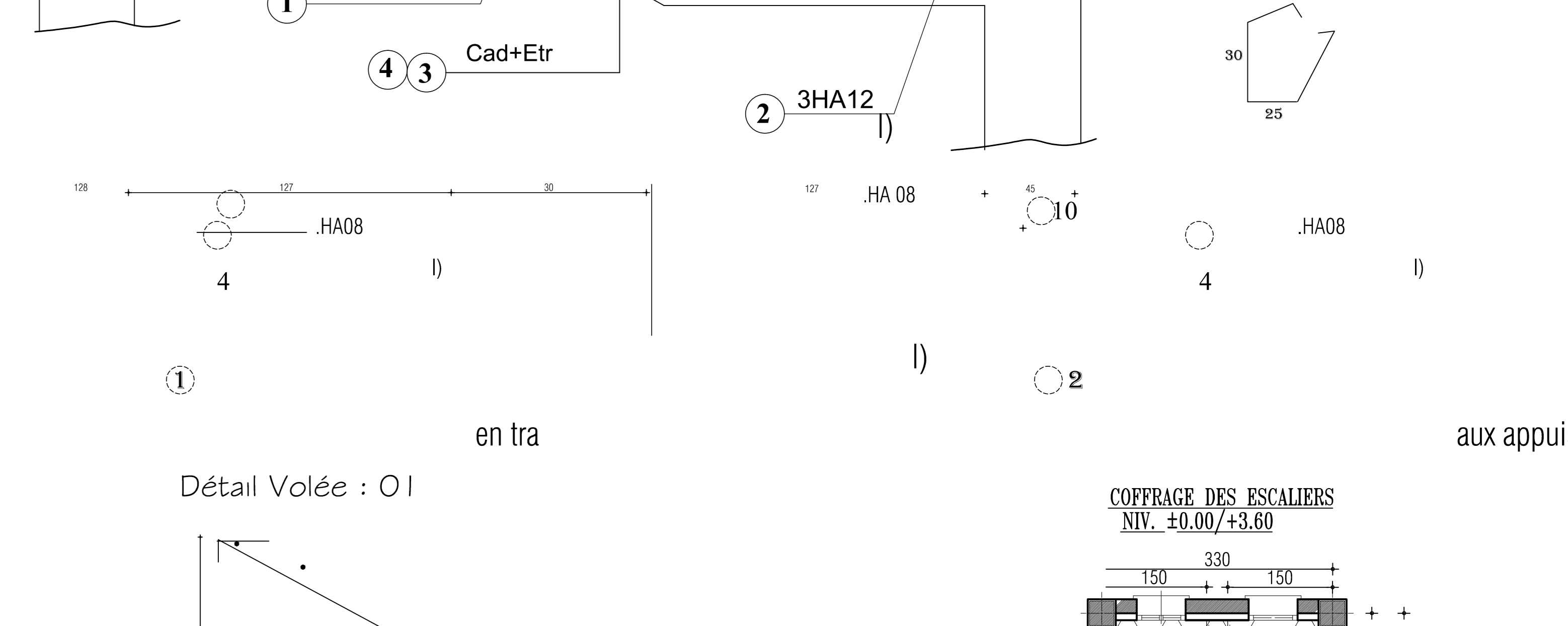
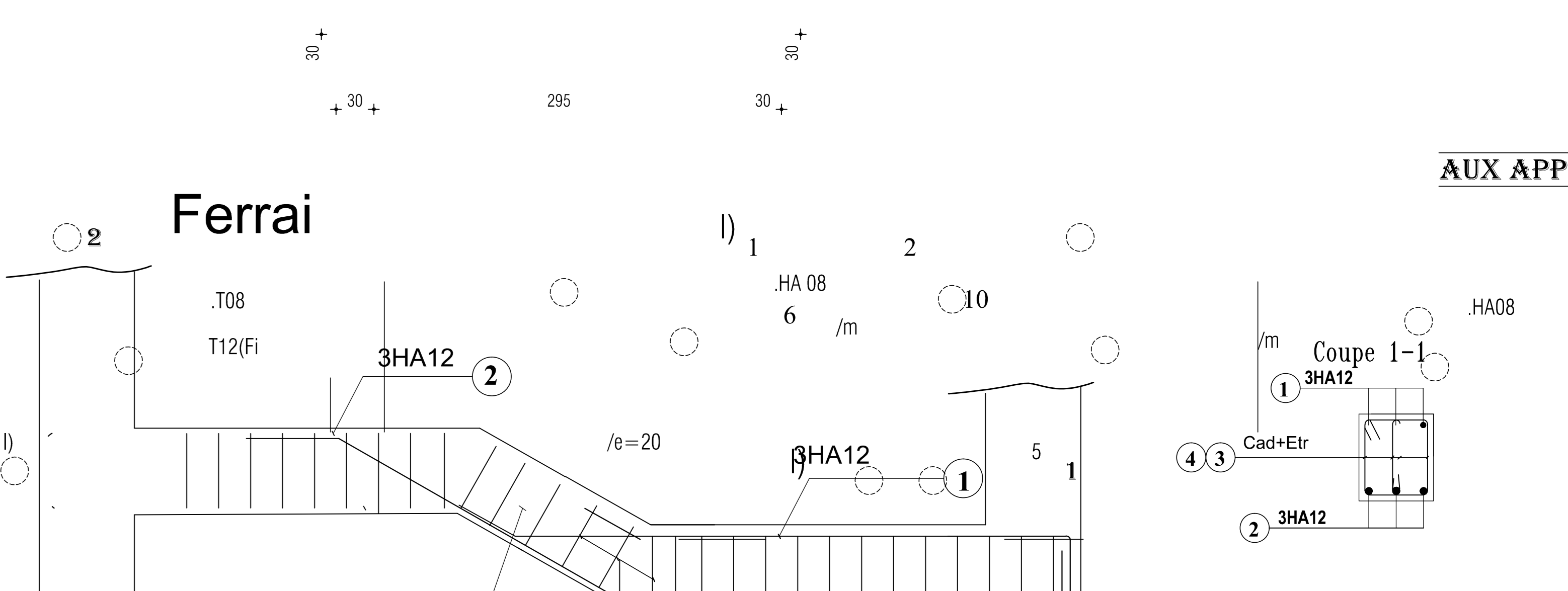
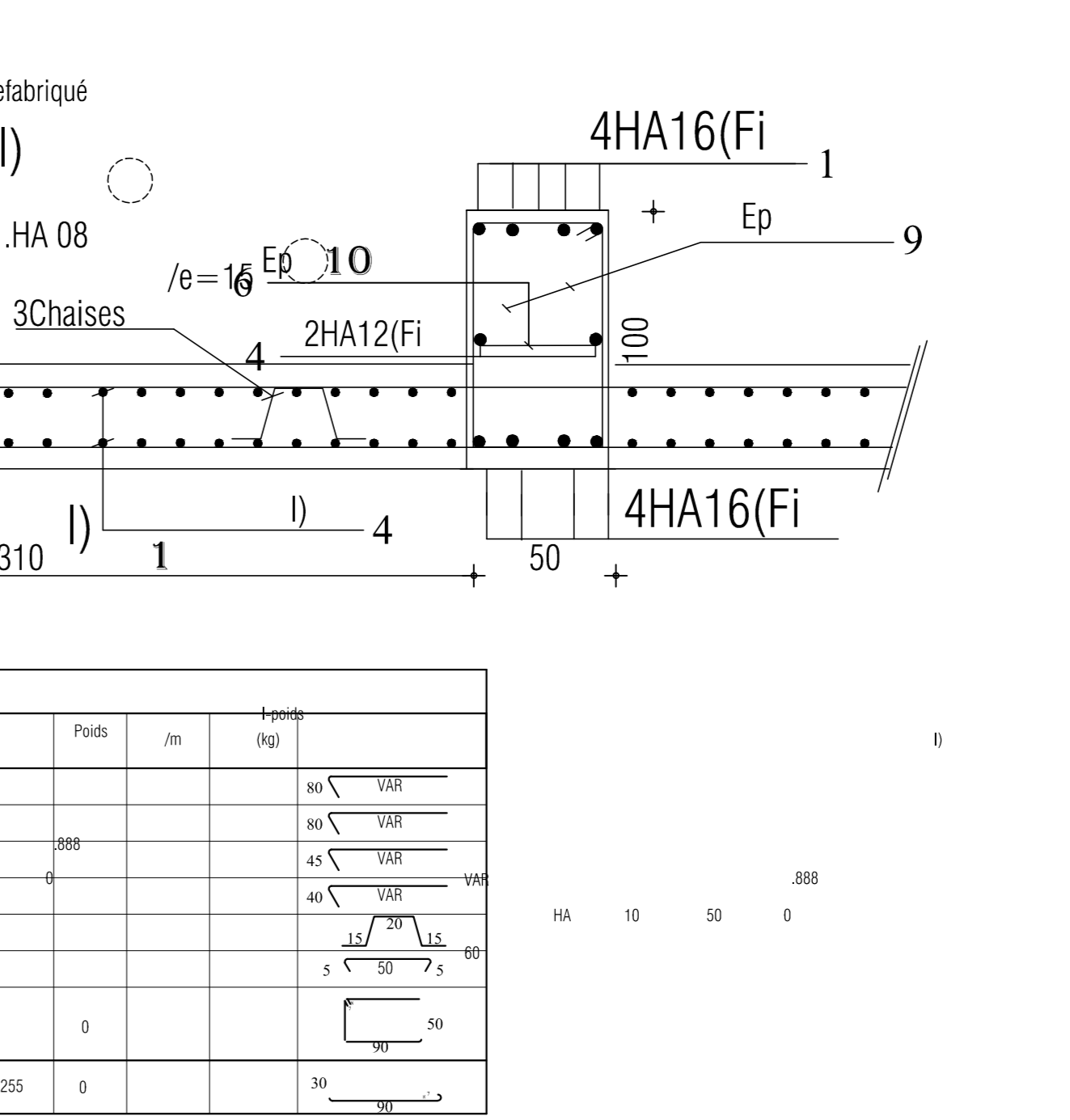
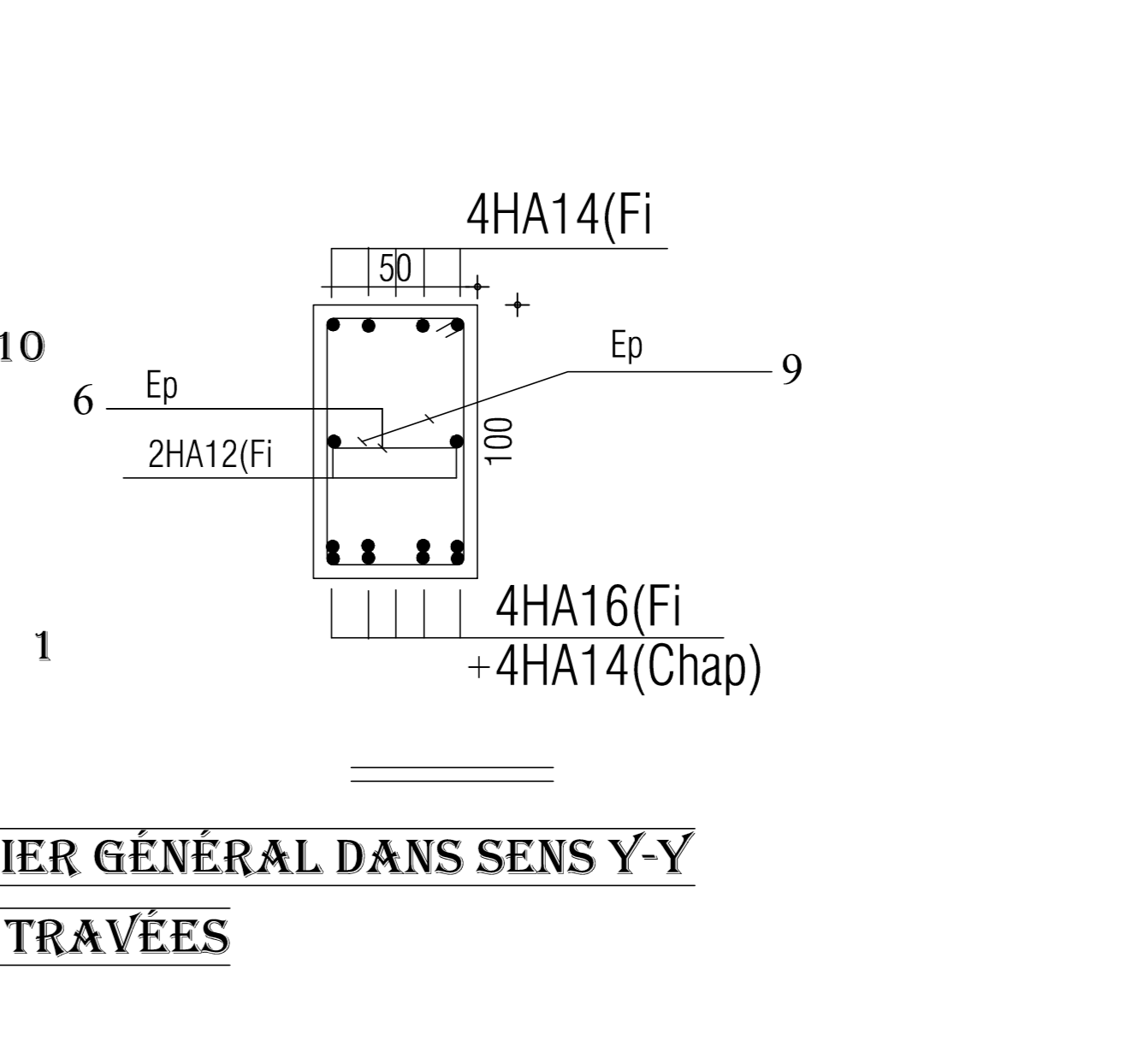
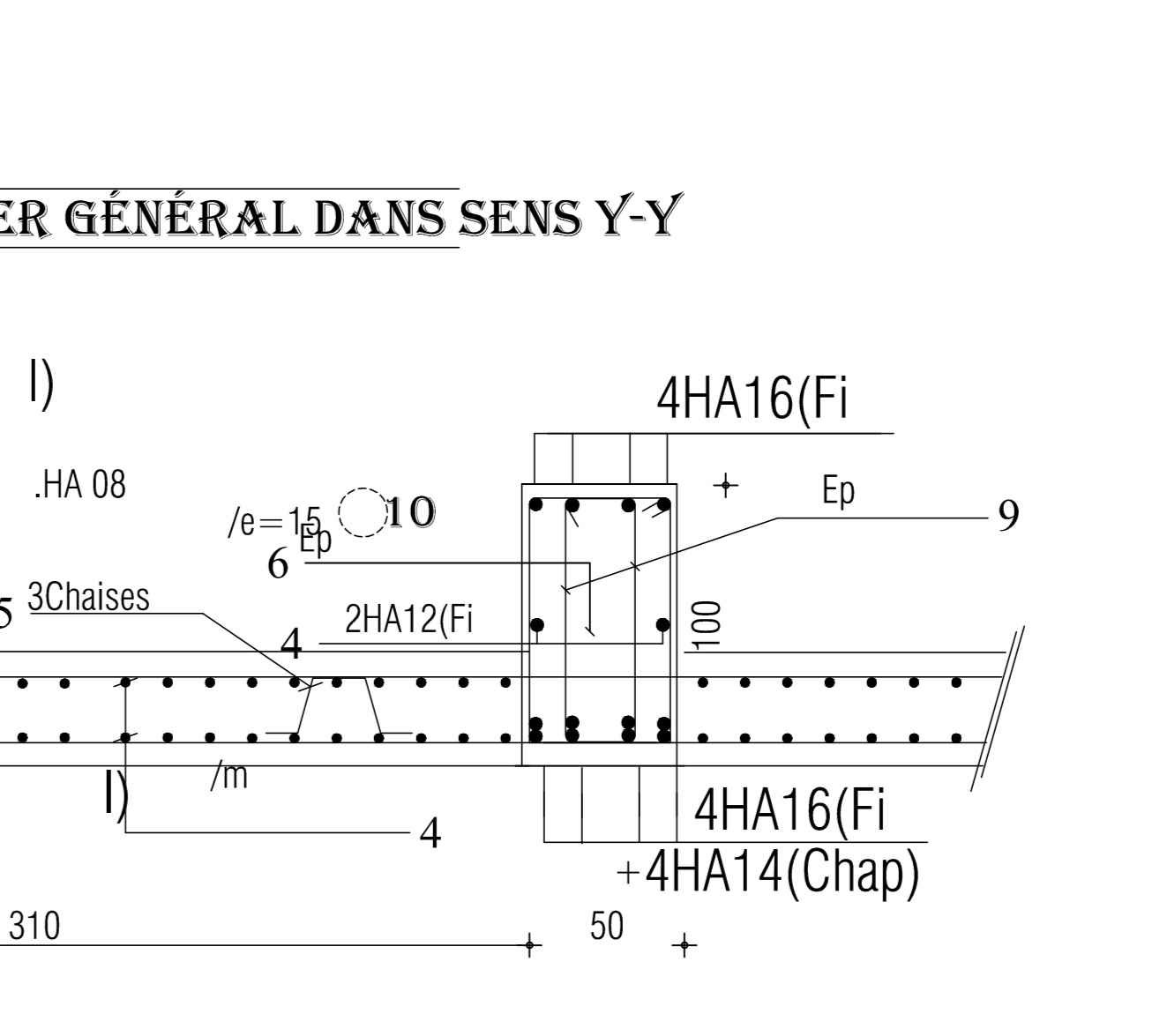
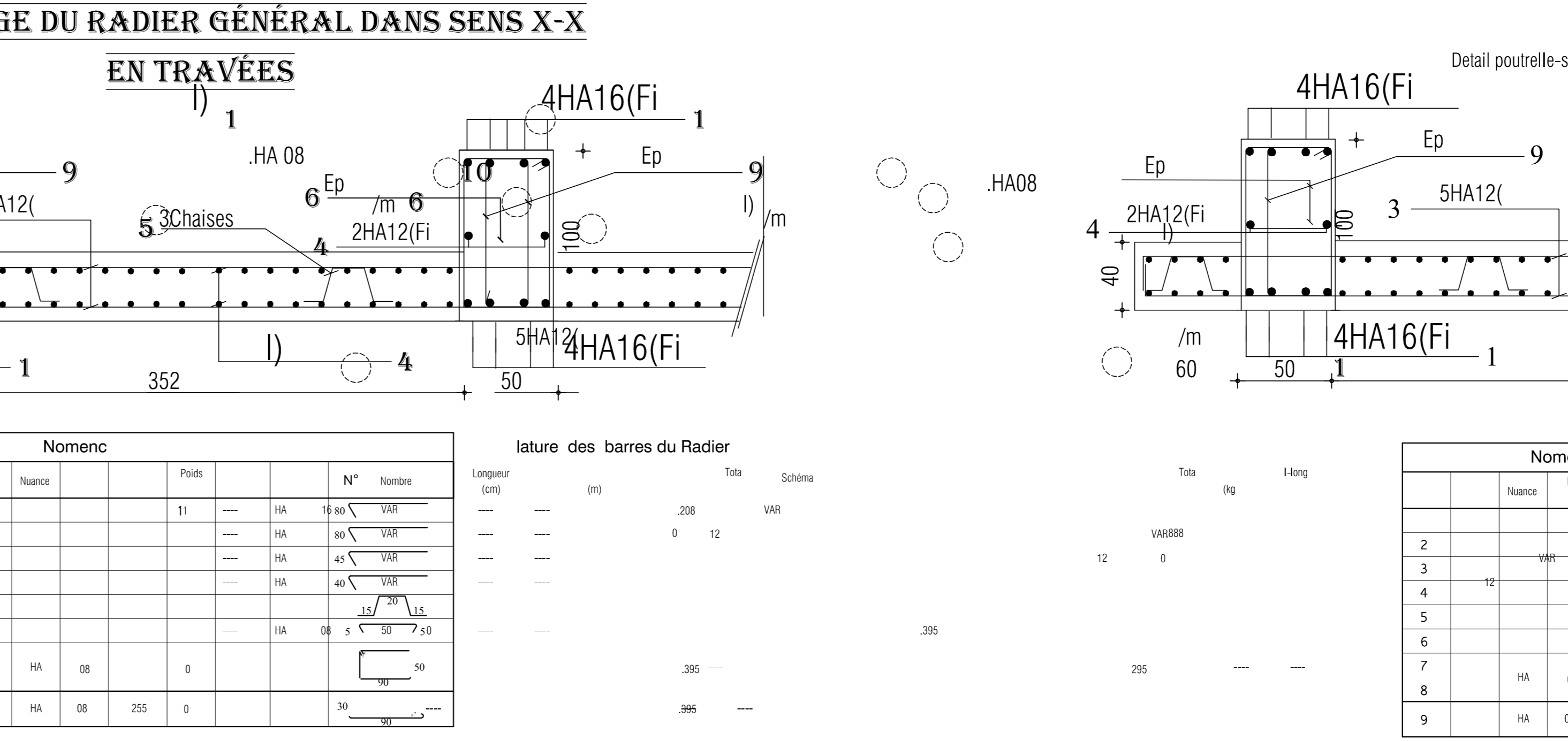
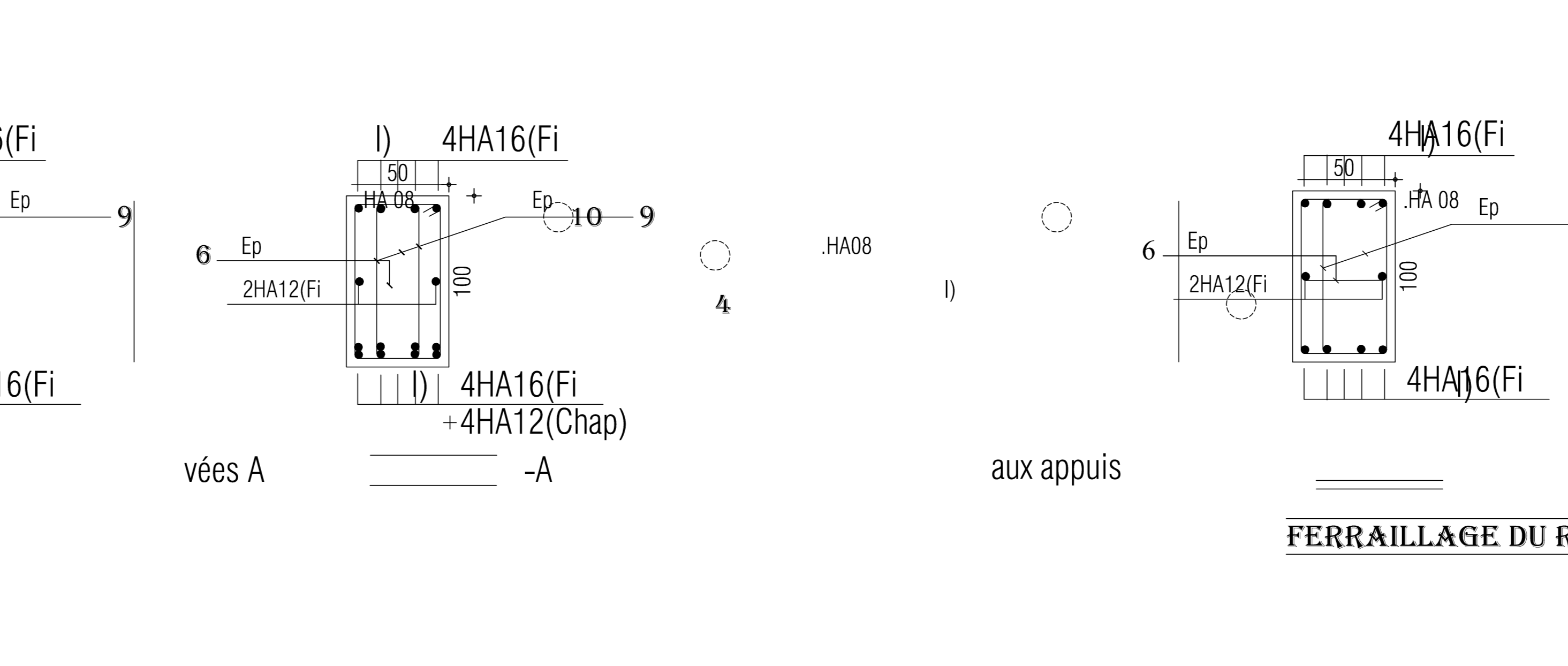
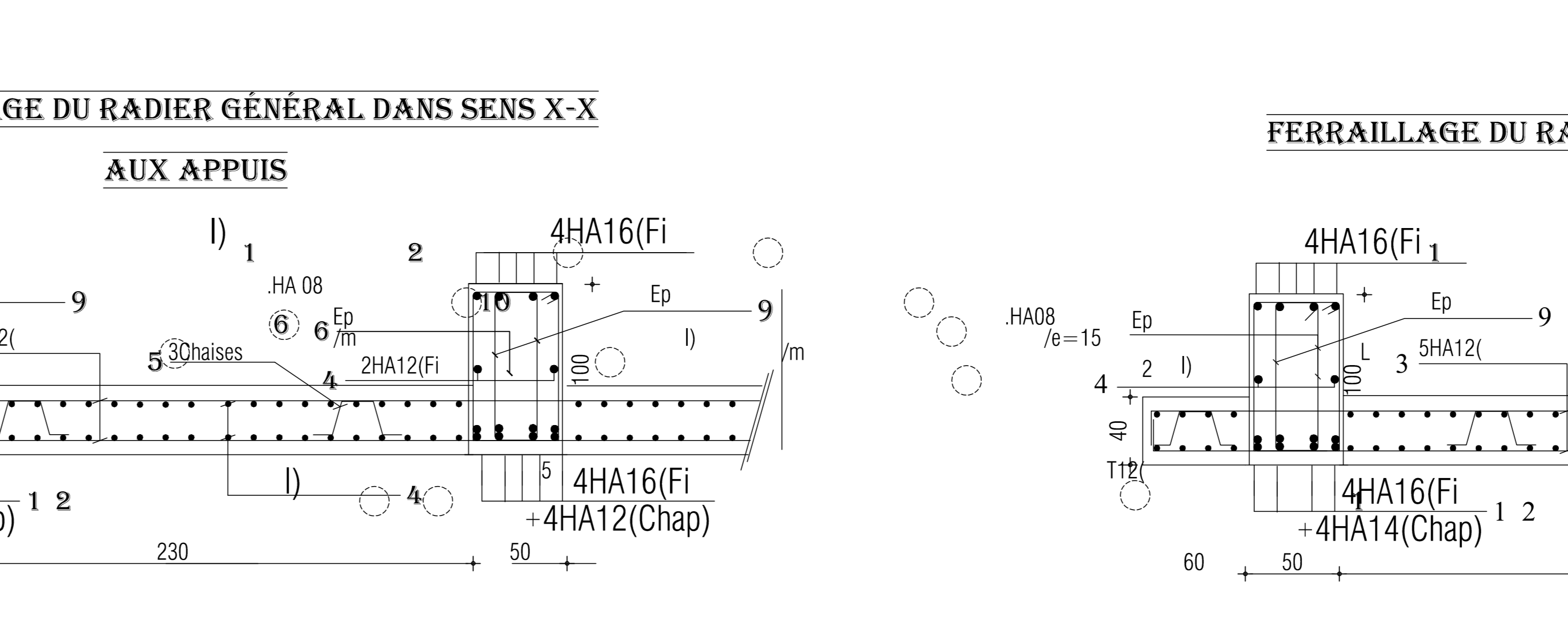
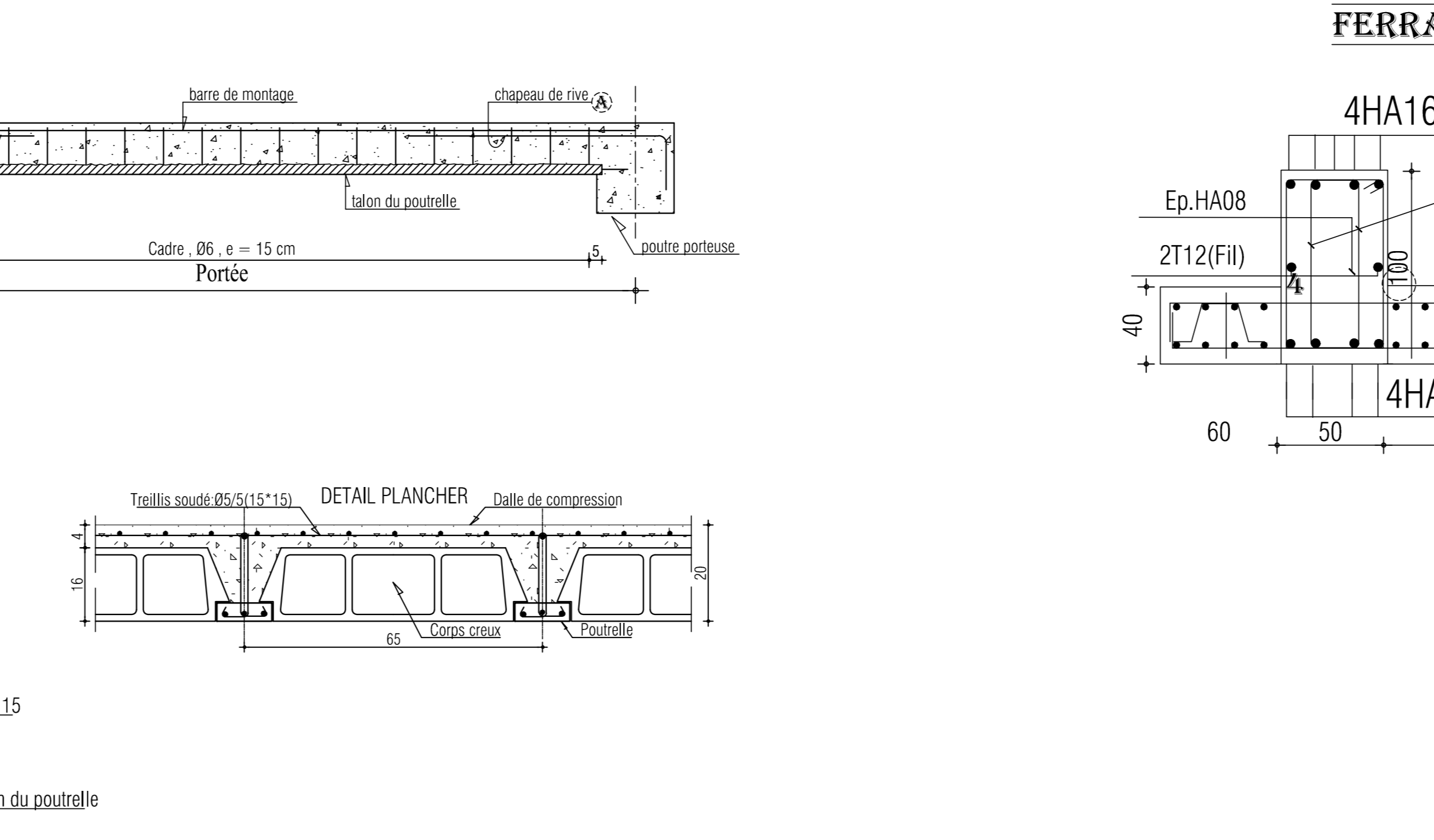
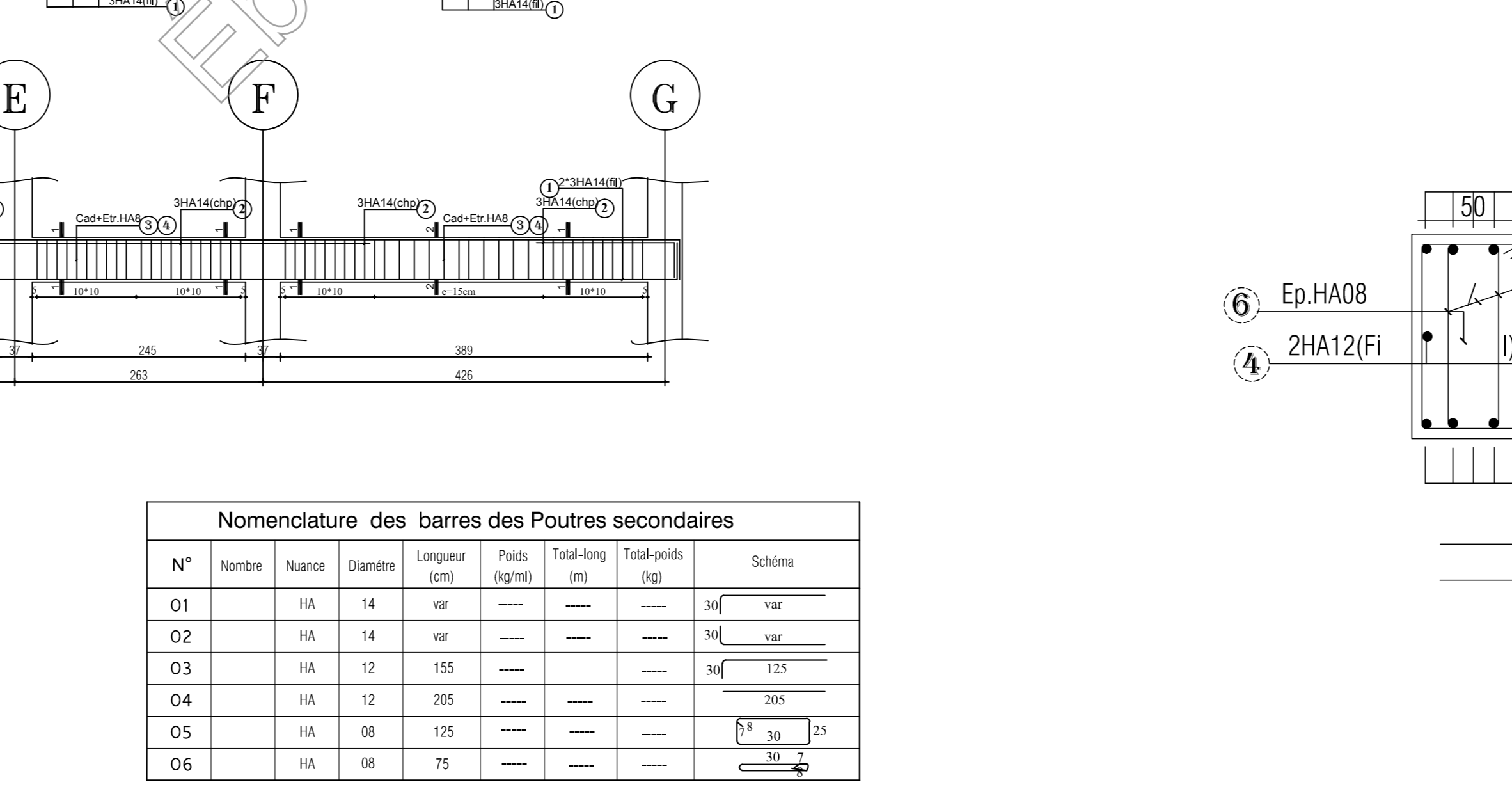
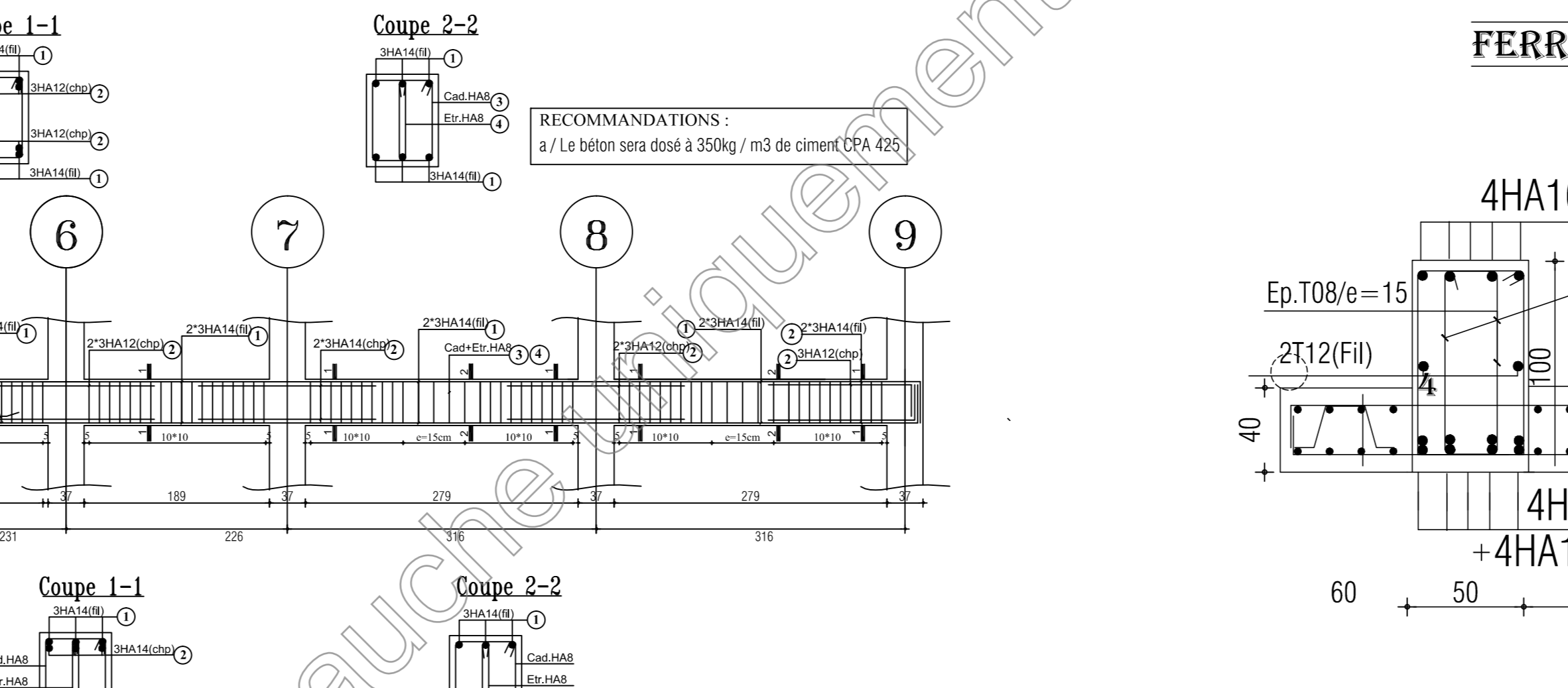


| Nomenclature | | | |
|--------------|----------|--------|----------|
| Repères | Diamètre | Nombre | Façonage |
| 2 | HA14 | 274 | 1/17 |
| 3 | HA08 | 125 | 1/17 |
| 4 | HA08 | 75 | |
| 5 | | | |

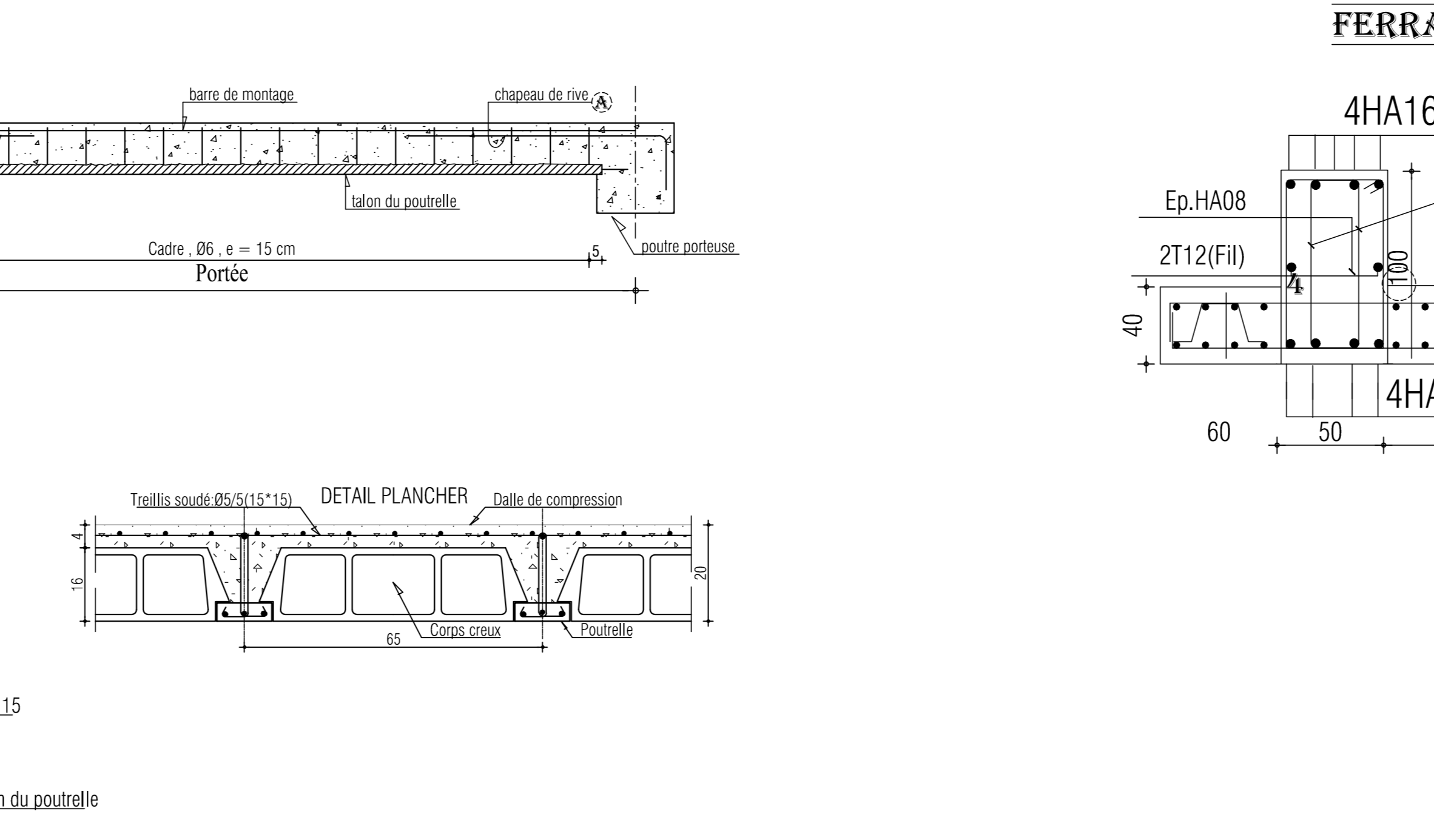
| Nomenclature | | | |
|--------------|----------|--------|----------|
| Repères | Diamètre | Nombre | Façonage |
| 2 | HA12 | 300 | 1/17 |
| 3 | HA08 | 125 | 1/17 |
| 4 | HA08 | 75 | |



| Nomenclature des barres des Poutres secondaires | | | | | | | | | | |
|---|-------|---------|----------|----------|---------|---|---|---|---|---|
| N° | Barre | Section | Longueur | Quantité | Travaux | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| 01 | HA | 14 | 100 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| 02 | HA | 14 | 100 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| 03 | HA | 12 | 100 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| 04 | HA | 12 | 100 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| 05 | HA | 08 | 125 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| 06 | HA | 08 | 75 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |

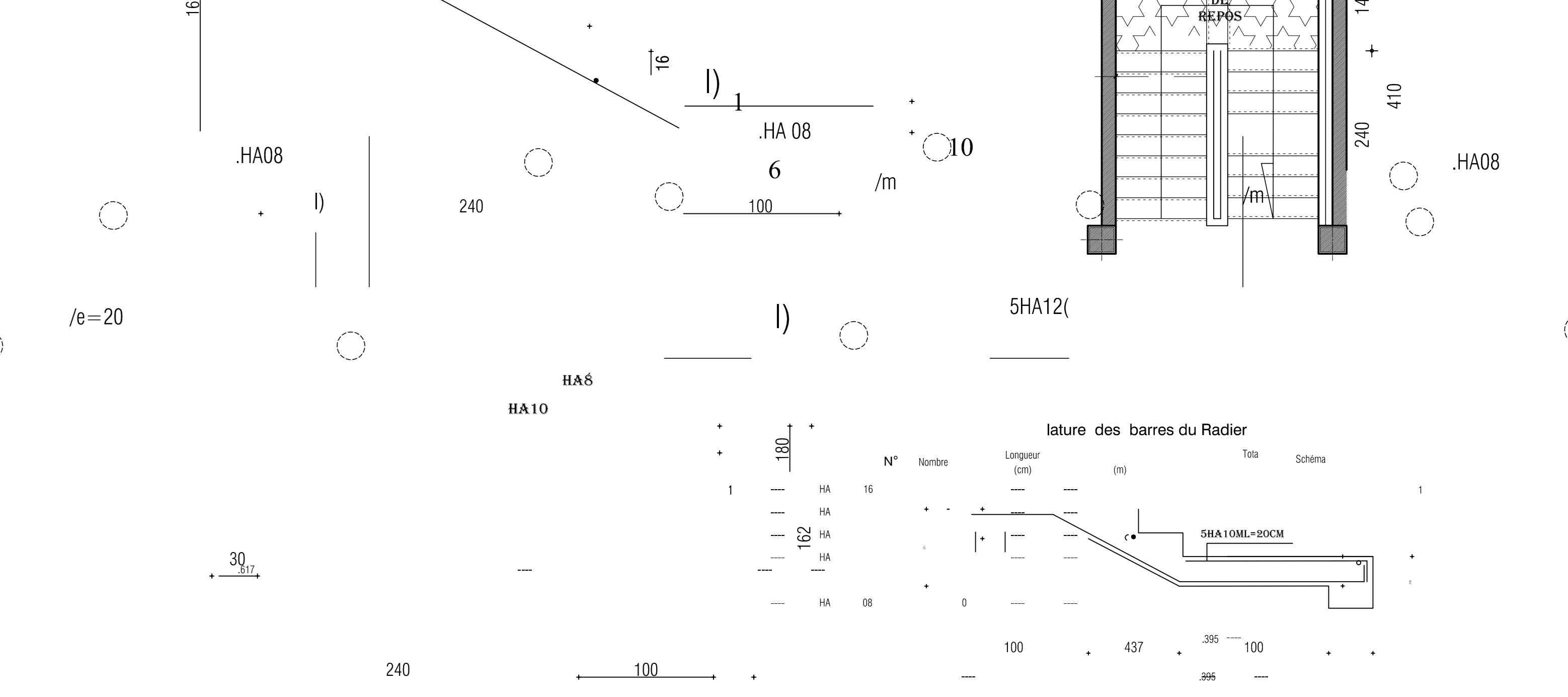


| Nomenclature des barres des poutres principales | | | | | | | | | | |
|---|-------|---------|----------|----------|---------|---|---|---|---|---|
| N° | Barre | Section | Longueur | Quantité | Travaux | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| 01 | HA | 16 | 100 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| 02 | HA | 16 | 100 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| 03 | HA | 12 | 100 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| 04 | HA | 12 | 100 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| 05 | HA | 08 | 125 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| 06 | HA | 08 | 75 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |



| Nomenclature des barres du Radier | | | | | | | | | | |
|-----------------------------------|-------|---------|----------|----------|---------|---|---|---|---|---|
| N° | Barre | Section | Longueur | Quantité | Travaux | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| 1 | HA | 16 | 100 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| 2 | HA | 16 | 100 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| 3 | HA | 12 | 100 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| 4 | HA | 12 | 100 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| 5 | HA | 08 | 125 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| 6 | HA | 08 | 75 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |

| Nomenclature des barres du Radier | | | | | | | | | | |
|-----------------------------------|-------|---------|----------|----------|---------|---|---|---|---|---|
| N° | Barre | Section | Longueur | Quantité | Travaux | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| 1 | HA | 16 | 100 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| 2 | HA | 16 | 100 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| 3 | HA | 12 | 100 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| 4 | HA | 12 | 100 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| 5 | HA | 08 | 125 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| 6 | HA | 08 | 75 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |



Conclusion

L'étude de ce projet nous a permis de mieux cerner une synthèse assez objective de toutes les connaissances acquises tout le long de notre formation en génie civil qui reste un domaine très vaste.

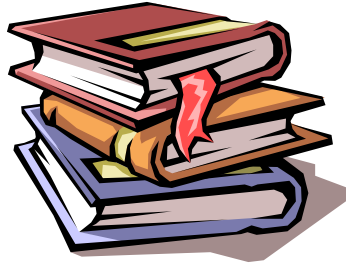
Suite à cela, ce modeste travail nous a permis d'appliquer les différents règlements à savoir : «BAEL91», «RPA99/ version2003» ainsi que les divers documents techniques.

Les difficultés rencontrées lors des calculs nous ont permis de mieux comprendre le comportement de notre structure, ainsi qu'à travailler en parallèle avec d'autres personnes dans le domaine qui ont suffisamment d'expérience, de longues discussions ont apporté un bagage favorable en plus pour nous.

Nous avons constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur la pratique et la réalisation sur chantier, qui induit des problèmes qu'il faudra gérer sur place, donc avoir les bons réflexes pour pouvoir réagir en toutes situations d'urgence .

En fin nous souhaitons que ce modeste travail sera un support et un apport pour les promotions à venir.

BIBLIOGRAPHIE



📖 Règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003.

📖 Règles BEAL 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états - limites.

📖 Calcul des ouvrages en béton armé (M.BELAZOUGUI).

📖 Document Technique Réglementaire DTR B.C.2.2, Charges permanentes et charges d'exploitation.

📖 Mémoires de fin d'études des promotions précédentes (Dépt. G.C. U.M.M.T.O).

📖 Cours et T.D du cursus de l'Université M.M.T.O. (Département G.C).