

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Memoire de fin d'études



*En vue de l'obtention du diplôme de Master en
Génie Civil
Option : Construction civile et industrielle (C.C.I).*

Thème

*Etude d'un bâtiment R+6+3S-Sols à usage d'habitation,
commercial et de services, contreventé par voiles et portiques
avec application ROBOT*



Etudié par :

M^f : GUEDMIME Youcef
M^f : HADDAR Juba

Dirigé par:

M^f : HAMZA.A

Promotion:2015/2016

remerciements

En premier lieu, Dieu tout puissant de nous avoir donné le courage, la volonté et la patience afin de mener à bien ce modeste travail.

*Nous tenons à adresser nous vifs remerciements à notre promoteur **Mr.HAMZA** et notre conseiller **Mr.MERKETO** pour leurs orientations et précieux conseils tout le long de notre travail.*

Nous tenons également à remercier tous les enseignants qui ont participé à notre formation et ce depuis le tronc commun jusqu'à la dernière année de graduation ainsi que tous le personnels du département du Génie Civil.

Enfin, nous remercions les membres du jury qui ont accepté d'évaluer notre modeste travail et qui nous ferons honneur de juger et d'enrichir notre travail par leurs propositions.

GUEDMIME et HADDAR

dédicaces



Je dédie se modeste travail à

- ✓ *A mes parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie et qui ont sacrifié leur vie pour mon bien-être et ma réussite, je pourrais jamais vous remercier assez mais ce que je suis aujourd'hui c'est le fruit de votre sacrifice, que dieu vous garde, pour moi ma chère maman **Fatma** et mon cher père **Ahmed**, MERCI INFINIMENT.*
- ✓ *A mon cher frère : **farid** sa fille **Rayana** ainsi son épouse.*
- ✓ *A Mes chères sœurs et leurs enfants*
- ✓ *A ma grand-mère **Ouerida**.*
- ✓ *A mes oncles et leurs familles.*
- ✓ *A ma tante **Yamna**.*
- ✓ *A la famille **GUEDMIME***
- ✓ *A tous mes proches, famille, amis... etc*
- ✓ *A mon binôme **Juba**.*
- ✓ *A tous ceux qui m'aiment*

Youcef.G

dédicaces

dédicaces



Je dédie se modeste travail à

- ✓ *À mes parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie et qui ont sacrifié leur vie pour mon bien-être et ma réussite, je pourrais jamais vous remercier assez mais ce que je suis aujourd'hui c'est le fruit de votre sacrifice, que dieu vous garde pour moi ma chère maman Fatiha et mon chér paternel Md Oubelkacem, MERCI INFINIMENT.*

- ✓ *À mes très chers sœurs : Aldjia, Agnes et Katia*
- ✓ *À Tous mes oncles, leurs enfants et leurs épouses*
- ✓ *À mon grand père et ma grand-mère Amar et Tassadit*
- ✓ *À ma petite nièce Nélia*
- ✓ *À toute la famille HADDAR.*

- ✓ *À tous mes amis (es) et proches.*
- ✓ *Particulièrement : Youcef, Mohand, Kousseila, Hand*

- ✓ *À mon binôme YUCEF*

- ✓ *À tous ceux qui m'aiment.*

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....page 1.

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.....page 9.

Chapitre III : Calcul des éléments secondairespage 24.

III-1 : Plancher.....page 24.

III-2 : Poutre palière.....page 35

III-3 : Escaliers.....page 43.

III-4 : Toiturepage 62.

Chapitre IV : Modélisation et vérificationspage 69.

Chapitre V : Ferrailage des poutres.....page 79.

Chapitre VI : Ferrailage des poteauxpage 96.

Chapitre VII : Ferrailage des voiles.....page 120.

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure.....page 129.

Chapitre IX : Etude des murs plaque.....page 156.

Conclusion générale

Bibliographie

Introduction générale

L'histoire de l'humanité a été marquée par un grand nombre de catastrophes due à l'activité humaine (explosion, incendie...etc.) et des catastrophes naturelles notamment les séismes qui causant parfois par leurs importances d'énormes pertes tant humaines que matérielles et d'important dégâts sur les constructions et les infrastructures urbaines (fissuration, rupture, déformation, effondrement...etc.).

Notre pays n'est pas à l'abri de ses catastrophes qui peuvent se révéler dévastatrice puisqu'il a été durant des années victime de nombreux séismes dévastateurs notamment celui du 21 mai 2003 qui a secoué la région du centre (Alger, Tizi-Ouzou et Boumerdes). Celui-ci a révélé une urbanisation anarchique, et un non-respect des réglementations dans le domaine du bâtiment.

Toutes ces constatation nous ont amenés a placer le facteur sécurité comme prioritaire, sans oublier le facteur économique qui dépend de la capacité de l'ingénieur à réaliser un bon pré dimensionnement, de l'optimisation des matériaux de l'implantation de la structure.

Dans ce qui suit nous allons étudier un bâtiment (R + 6 + 3 Sous-sols) à usage commerciale, service et d'habitation.

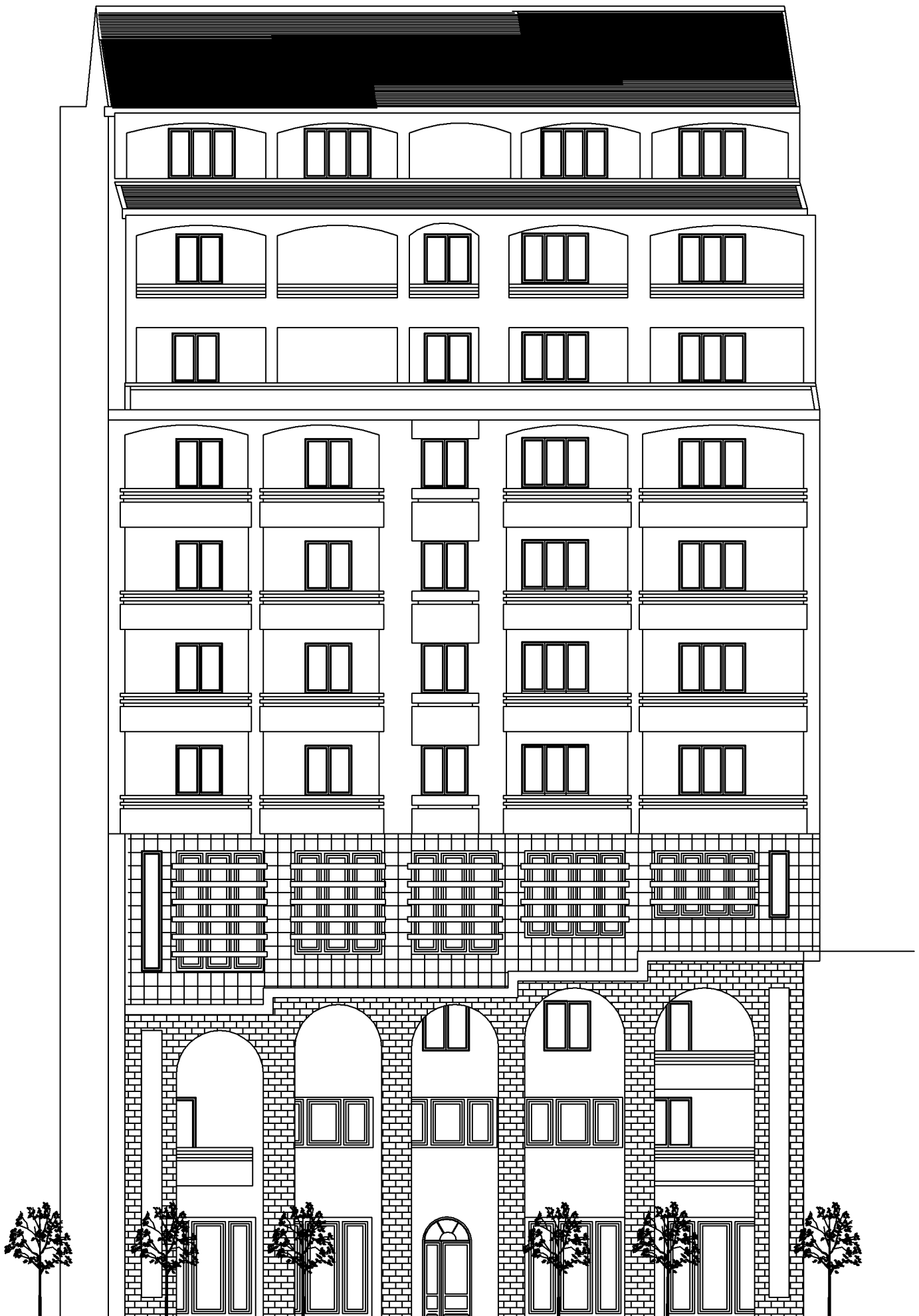
Notre travail sera subdivisé en trois grandes parties :

Dans la première partie, nous présenterons d'abord l'ouvrage, ses constituants et les matériaux de construction. Puis, nous procéderons au pré dimensionnement des éléments. Enfin, nous calculerons les ferrailages des différents éléments secondaires (acrotère, escalier... etc.).

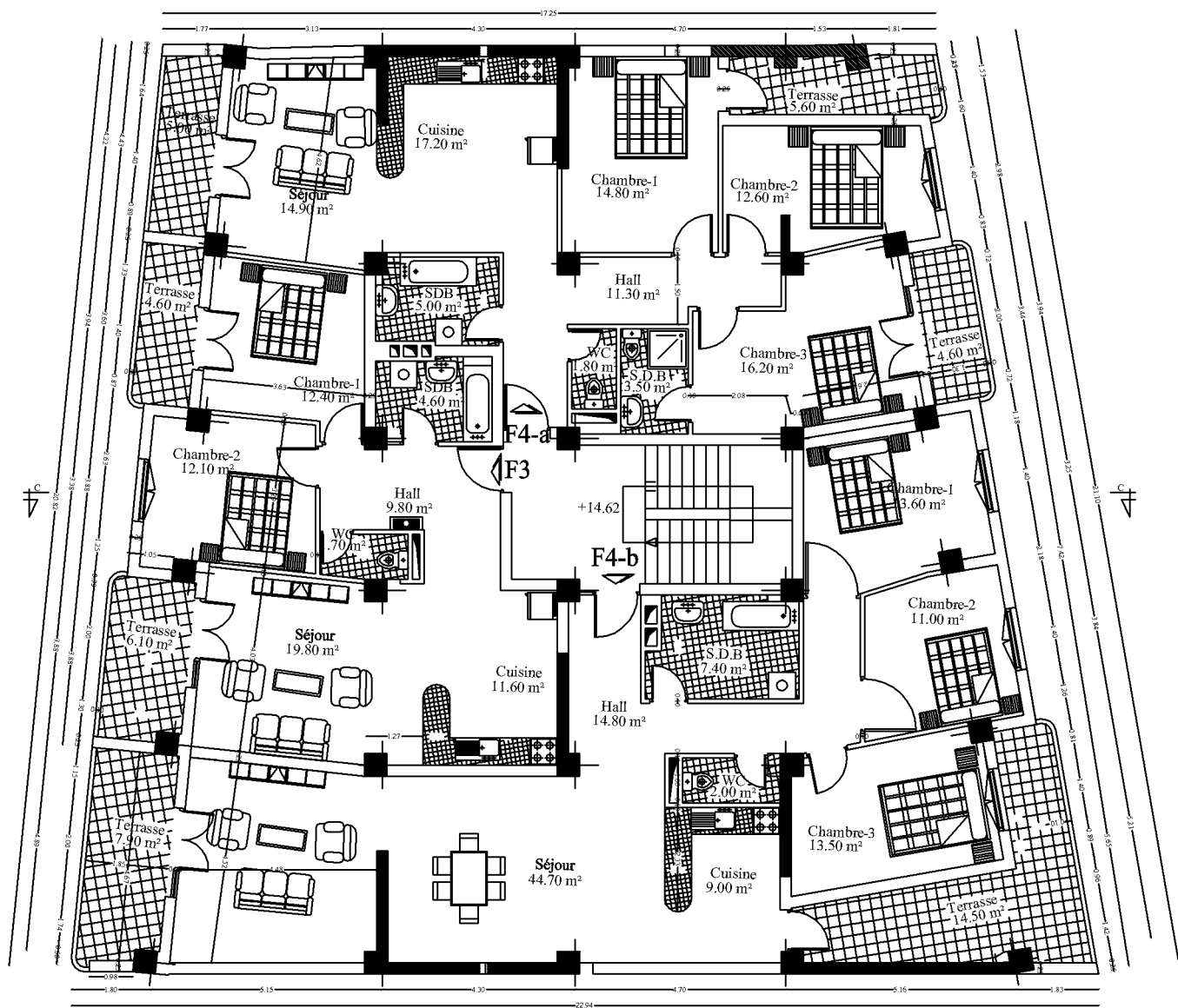
La deuxième partie aura pour objectif la détermination des ferrailages des éléments principaux, puisque les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides provenant des éléments finis adoptées au Génie Civil permettant le calcul de diverses structures en un temps réduit.

D'ailleurs comme la méthode manuelle est lente on a préféré utiliser le logiciel ROBOT pour la modélisation de notre structure. Nos calculs seront faits de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage la sécurité des usagers avec moindre coût.

Enfin dans la troisième et dernière partie, nous aborderons l'étude de l'infrastructure.



FACADE PRINCIPALE



PLAN D' ENTRE SOL(CW252) Niv.+14.62

I.1-Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à l'étude d'un bâtiment (R+6 et 3 S-Sol) d'une construction répartie en trois (03) bloc à usage mixtes (commerces, services, habitations) en ossature mixte (portiques « poteaux ; poutres », voiles) avec une toiture.

Ce projet sera implanté dans la ville de TIGZIRT, cette région a une sismicité moyenne (zone **IIa**) classée selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA99 version 2003).

Notre ouvrage appartient au groupe d'usage 2 : « ouvrages d'importance moyenne » [article 3.2 de RPA]

La structure en question comporte :

- Trois (03) sous-sols
- Un (01) rez-de-chaussée
- Deux (02) étages commerciaux
- Deux (02) étages services
- Six (06) étages courants
- Toiture en bois

I.1.1. Caractéristiques géométrique :

- Longueur totale de l'ouvrage est de 21.88 m
- Largeur totale de l'ouvrage est de 21.05 m
- Hauteur total y compris la toiture est de 36.39 m
- Hauteur de rez-de-chaussée et sous-sol (01) est de 4.08 m
- Hauteur de l'étage courant ainsi que étage service est de 3.06m

I.1.2. Les éléments de l'ouvrage :**a) Ossature :**

L'ossature de cet ouvrage constituée de :

- Portique (poteau ; poutre) disposés longitudinalement et transversalement.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens.

Ces deux éléments assurent la fonction porteuse et le contreventement .

b) Les planchers :

Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux supposés infiniment rigides ayant plusieurs fonctions :

- Transmission et répartition des différentes charges aux éléments structuraux.
- Résistance aux différents types de charges.
- Une isolation thermique et acoustique.

Pour notre ouvrage, on a opté un plancher en corps creux pour les étages ainsi que pour le balcon.

c) Les escaliers :

Notre bâtiment est muni d'une seule cage d'escalier desservant la totalité des niveaux, ils sont composés de deux volées et un palier de repos intermédiaire, pour les étages courants et services réaliser en béton armée coulé sur place.

d) La maçonnerie :

Les façades extérieures sont réalisées en briques creuses de 10cm d'épaisseur en doubles cloisons séparées par une lame d'air de 5cm, par contre les murs intérieurs seront réalisés en briques creuses de 10cm.

I.1.3. Etude géotechnique :

Au terme de l'investigation géologique et géotechnique menées sur le terrain destiné à recevoir ce présent projet, nous tirons la conclusion suivante :

La géologie du site est meuble.

D'après les essais enregistrés par le laboratoire spécialisé, le site d'implantation est le S3.

I.1.4. Revêtement : les revêtements utilisés sont :

- Mortier ciment pour les murs de façades, la cage d'escalier et les pièces humides.
- Enduit plâtre pour les cloisons et les plafonds.
- Carrelage scellé et dalle-de-sol pour les planchers.
- Céramique et marbre pour les cuisines, les salles d'eaux et les escaliers.

I.1.5. Coffrages :

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

I.1.6. Les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison direct avec ce dernier. Le choix de type de fondation dépend de type de sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.1.7. Principes des justifications

L'étude de cet ouvrage doit être justifié par :

- Le règlement Parasismique Algérien (RPA99, révision 2003).
- Les techniques de conception et de calcul des ouvrage en béton armé BAEL 91 modifier 99.
- Document technique réglementaire (DTR) et document technique unifié (DTU).

I.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux :**Introduction :**

L'objectif de cette partie est de présenter les principales caractéristiques des matériaux utilisé en béton armé. Puis, les modèles adoptés pour conduire les calculs réglementaires.

I.2.1. Le béton :**a) Résistance caractéristique du béton à la compression (f_{cj}):**

Le béton présente une bonne résistance à la compression. En général les essais sont réalisés sur des éprouvettes normalisées de forme cylindrique (16x32)cm².

À partir de ces résultats, on définit la résistance caractéristique de béton à 28 jours noté ' f_{c28} '. Lorsque, la sollicitation s'exerce sur un béton < 28 jours, sa résistance à la compression se calcule comme suite :

$$\left. \begin{aligned} f_{cj} &= \frac{j}{(4.76 + 0.83j)} f_{c28} && \text{pour } f_{c28} < 40 \text{ MPA} \\ f_{cj} &= \frac{j}{(1.4 + 0.95j)} f_{c28} && \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MP} \end{aligned} \right\} \dots \dots \text{(Art.A.2.1.11, BAEL 91)}$$

Pour notre projet on prend la résistance caractéristique de béton à 28 jours égale à 25MPa.

b) Résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance caractéristique du béton à la traction à (j) jours, noté f_{tj} est conventionnellement donnée par la relation suivante et vérifiée par l'article « Art. A.2.12, BAEL 91 ».

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad \text{d'où} \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 * 25 = 2,1 \text{MPa}$$

c) Contrainte limite du béton à la compression :**❖ A P E L U :**

La contrainte limite ultime à la compression est donnée par la formule suivante (Art A.4.3.4, BAEL 91).

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$$

Avec : θ : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions.

$\theta = 1$: si la durée d'application est > 24 heures.

$\theta = 0,9$: si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.

$\theta = 0,85$: si la durée d'application est < à 1 heure.

γ_b : Coefficient de sécurité qui a pour valeurs :

$\gamma_b = 1,5$ dans le cas d'une situation courante.

$\gamma_b = 1.15$ dans le cas d'une situation accidentelle

$$\text{Donc à 28 jours } f_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad (\text{situation courante})$$

➤ Diagramme « Contrainte-Déformation » du béton

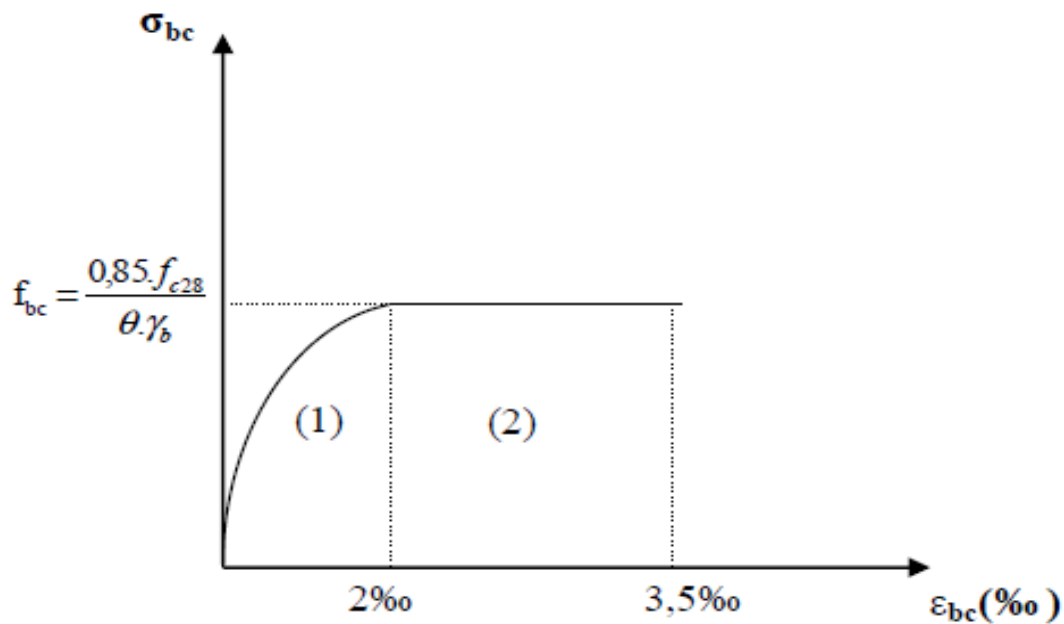


Fig. I.1 Diagramme de calcul contrainte-déformation du béton (ELU).

Le diagramme est composé :

- D'un tronçon de courbe parabolique dont la déformation relative est limitée à 2‰ (état élastique).
- D'une partie rectiligne représente la phase plastique.

❖ A L'ELS :

Le béton est considéré comme élastique et linéaire, la relation contrainte -déformation est illustré dans la figure ci-dessus :

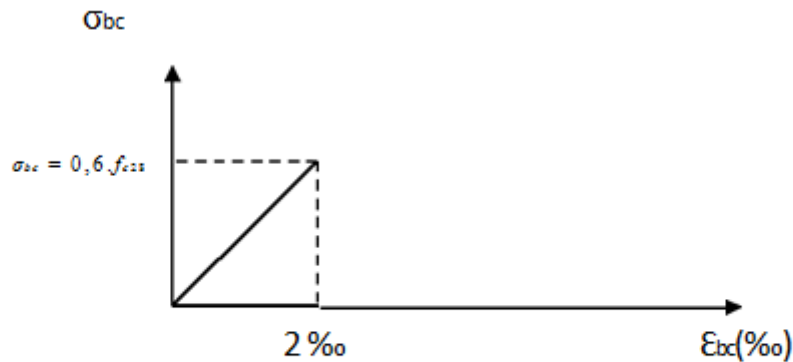


Figure I-2 : diagramme de calcul contrainte-déformation du béton.

Avec ϵ_{bc} : raccourcissement du béton, leurs déformations relatives sont limitées à 2‰ (cas d'une compression pure).

Et varie de 2‰ à 3.5‰ (pour le cas d'une compression-flexion).

d) Module d'élasticité :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport entre la contrainte normale et la déformation engendré. On distingue deux sortes de module :

I_ Module de déformation longitudinal :

Il existe deux modules de déformations :

➤ **Module de déformation instantané :**

Il est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures, donnée par :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Et comme $f_{c28} = 28 \text{ Mpa}$ d'où $E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$

➤ **Module de déformation différé :**

Il permet de calculer la déformation a long terme :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818.86 \text{ MPa} \text{ pour } f_{c28} = 28 \text{ MPa} \dots (\text{Art. A2.22. BAEL91})$$

II_ Module de déformation transversal :

Il est donné par la formule suivante : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

avec : E : Module de Young

$$\nu : \text{coefficient de poisson, ou } \begin{cases} \nu = 0 \text{ béton fissuré (ELU)} \\ \nu = 0.2 \text{ béton non fissuré (ELS)} \end{cases}$$

E) Contrainte tangentielle conventionnelle: (Art 5.1_1 BAEL91 modifie 99) Elle est

donnée par la formule suivante : $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d_0}$

V_u = Effort tranchant à L'E.L.U dans la section

b_0 = Largeur de la section cisailée.

$d = 0,9h$: Position des aciers tendus.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Cas d'une fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 [\text{MPa}] \right)$$

- Cas d'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right)$$

I.2.2) Les aciers :

Les aciers utilisés pour le ferrailage des éléments de l'ouvrages sont :

- Les aciers à haute adhérence (HA) de limite d'élasticité $F_e = 400 \text{ MPa}$
- Les treillis soudés (TLE 520) de limite d'élasticité $F_e = 520 \text{ MPa}$

a) Module d'élasticité longitudinale :

Il est pris égale à $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$

b) Les contraintes limites :

- A l'ELU : [Art A.4.3,2/BAEL91 modifié 99]

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

Avec : γ_s : Coefficient de sécurité : $\gamma_s = 1,15$ situation durable.
 $\gamma_s = 1$ situation accidentelle.

- A l'ELS: [Art A.4.3,2/BAEL91 modifié 99]

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), d'après les règles BAEL 91, on distingue trois cas de fissurations :

1. Fissuration peu préjudiciable : [Art A.4.5,32/BAEL91 modifié 99]

Il n'y a aucune vérification à faire en dehors de la vérification à l'ELU.

- Pour limiter la fissuration, il convient dans la mesure du possible de n'utiliser de gros diamètre que dans les pièces suffisamment épaisses.
- D'éviter de très petit diamètre dans les pièces exposées aux intempéries.
- De prévoir le plus grand nombre de barres compatibles avec une mise en place correcte du béton.

2. Fissuration préjudiciable :

Cas des éléments exposés aux intempéries, risque d'infiltration.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})\right)$$

Avec :- η ; coefficient de fissuration. $\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1, \text{ aciers ronds lisses.} \\ \eta = 1.6, \text{ aciers haute adhérences.} \end{array} \right.$

- f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton à «j» jours

3. Fissuration très préjudiciable :

Cas des éléments exposés aux intempéries, risque d'infiltration.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = 0.8 \zeta$$

Diagramme contrainte-déformation de l'acier

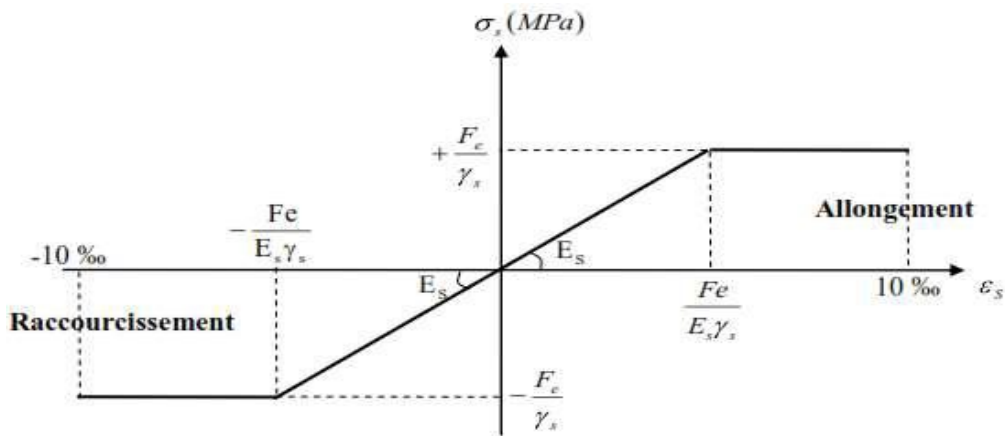


Figure I-8 : diagramme des contraintes-déformation de l'acier

c) Protection des armatures :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets d'intempérie et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- **C ≥ 5 cm** : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- **C ≥ 3 cm** : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, Canalisations)
- **C ≥ 1 cm** : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

II.1 Introduction :

Après la présentation de notre ouvrage et les caractéristiques des matériaux, nous procédons au pré dimensionnement des éléments de notre structure. Ce pré dimensionnement nous permet d'avoir d'une façon générale l'ordre des grandeurs de ces derniers (les planchers, les poutres, les voiles et les poteaux). Cela en utilisant les règlements (*RPA99/ version2003*) et (*C.B.A 93*).

II.2 Pré dimensionnement des éléments

II.2.1 Les planchers :

Le plancher est un élément de structure horizontal qui sépare deux niveaux et a pour fonction de :

- ✓ Résister : les planchers sont supposés être infiniment rigides dans le plan horizontal, ils doivent supporter leur poids propre et les surcharges des niveaux et de transmettre ces charges aux poutres qui les transmettent à leurs tours aux poteaux puis aux fondations.
- ✓ Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- ✓ Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité.
- ✓ Protéger contre les incendies.
- ✓ Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.

Il existe plusieurs types de planchers, mais notre étude se concentre essentiellement sur le plancher en corps creux.

Plancher en corps creux.

Il s'agit de planchers constitués de corps creux posés sur des poutrelles pré fabriquées, le tout complété par une dalle de compression, ferrillée par un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne dépassent pas :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles
- 30 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Le dimensionnement du plancher à corps creux est donné par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \dots\dots\dots \text{(BAEL 91)}$$

h_t : Hauteur (épaisseur) totale du plancher.

L_{\max} : Longueur maximale entre nus des poteaux dans le sens des poutrelles.

$$L_{\max} = L - 25$$

L: La plus grande portée entre axes des poteaux.

AN : Dans le cas de notre bâtiment, on a :

$$L = 521 \text{ cm} \implies L_{\max} = 521 - 25 = 496 \text{ cm}$$

$$ht \geq \frac{1}{22,5} = \frac{496}{22,5} = 22.05 \text{ cm.}$$

On optera pour un plancher de $(20+5) = 25 \text{ cm}$

- Epaisseur du corps creux est de **20 cm**
- Epaisseur de la dalle de compression est de **5 cm**.

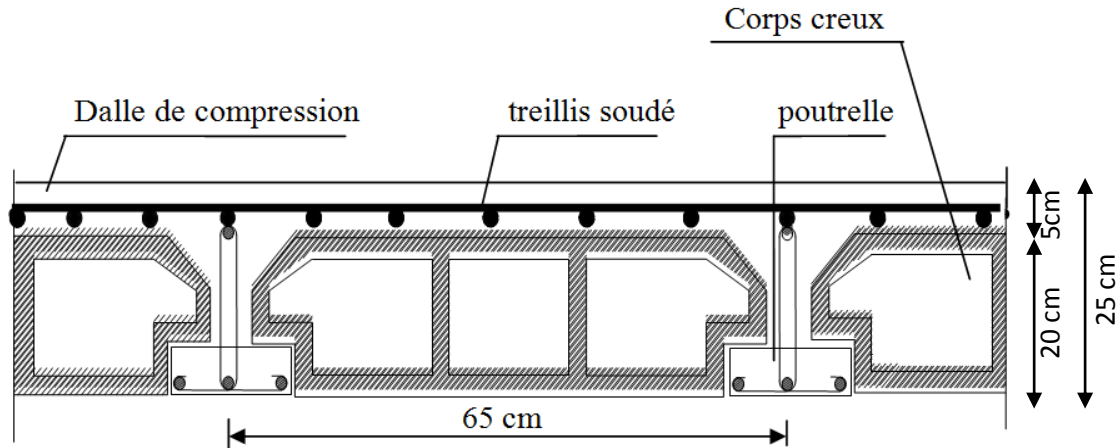


Figure II-1 : Plancher en corps creux.

II.2.2 Les poutres :

La poutre est une pièce au support horizontal allongé en bois, en métal, ou en béton armé de section étudiée pour une résistance à la flexion. On distingue dans une construction : les poutres principales transversales et les poutres secondaires longitudinales pour un plancher à corps creux.

Leurs dimensions sont données par référence au BAEL91 comme suit :

$$\left. \begin{aligned} \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \\ 0,4h \leq b \leq 0,7h \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{Règlement B.A.E.L 91 modifiée 99}$$

Avec :

h : Hauteur de la poutre,

b : Largeur de la poutre,

L_{max} : Longueur maximum entre nu d'appuis.

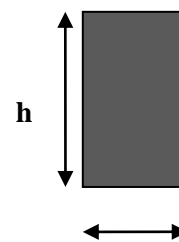


Figure II-2 : section d'une poutre.

L'article 7.5.1 du RPA03 exige les conditions telles que :

$$\begin{aligned} h &\geq 30\text{cm} \\ b &\geq 20\text{cm} \\ h/b &\leq 4 \end{aligned}$$

II.2.2.1 Poutres Principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi un appui à celles-ci.

$$L_{\max} = 521 - 25 = 496 \text{ cm}$$

Hauteur de la PP :

$$\frac{521 - 25}{15} \leq h \leq \frac{521 - 25}{10} \Rightarrow 33\text{cm} \leq h \leq 49.6\text{cm}$$

$$33\text{cm} \leq h \leq 49.6 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{h = 40 \text{ cm.}}$$

Largeur de la PP :

$$0,4*40 \leq b \leq 0,7*40$$

$$16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{b = 30\text{cm.}}$$

La section des poutres principales est : **b x h= 30 x 40** (cm²)

II.2.2.2 Poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, et elles servent de chaînage entre les différents éléments de la structure.

Hauteur de la PS :

$$\frac{515 - 25}{15} \leq h \leq \frac{515 - 25}{10} \Rightarrow 32.66\text{cm} \leq h \leq 49\text{cm}$$

$$32.66 \leq h \leq 49 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{h = 35\text{cm.}}$$

Largeur de la PS :

$$0,4*35 \leq b \leq 0,7*35$$

$$14 \leq b \leq 24.5 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{b = 25 \text{ cm.}}$$

Pour des raisons de sécurité on prend : **b = 30cm**

La section des poutres secondaires est : **b x h= 30 x 35** (cm²)

II.2.2.3 Vérification selon le RPA 99 /version 2003

❖ Poutres Principales :

$b \geq 20 \text{ cm}$ On a $b = 30 > 20 \text{ cm}$ Condition Vérifiée.

$h \geq 30 \text{ cm}$ On a $h = 40 > 30 \text{ cm}$ Condition Vérifiée.

$h/b \leq 4 \text{ cm}$ On a $h/b = 40/30 = 1,33 < 4 \text{ cm}$ Condition Vérifiée

❖ Poutres Secondaires :

$b \geq 20 \text{ cm}$ On a $b = 30 > 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$h \geq 30 \text{ cm}$ On a $h = 35 > 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

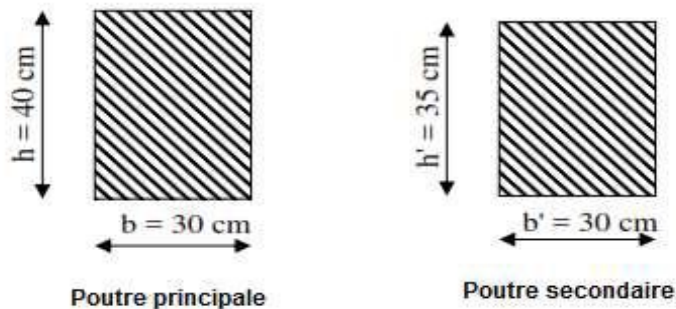
$h/b \leq 4 \text{ cm}$ On a $h/b = 35/30 = 1.16 < 4 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

Conclusion :

Les dimensions retenues sont :

Poutres principales : 30 x 40 (cm²).

Poutres secondaires : 30 x 35 (cm²).



II.2.3 Les voiles :

Ce sont les éléments rigides en béton armé coulé sur place destinée à reprendre une partie des charges verticales et assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, ils sont pré-dimensionner par le **RPA 99 /version 2003** tel que :

a : épaisseur du voile,

h_e : hauteur libre d'un étage $h_e = h - ep$

h : hauteur d'étage,

ep : épaisseur du plancher

Et ils doivent vérifier la condition

$$\left. \begin{array}{l} a_{min} \geq 15 \text{ cm} \\ L_{min} \geq 4a \end{array} \right\} \dots\dots\dots (\text{Art 7.7.1, RPA 99 /version 2003})$$

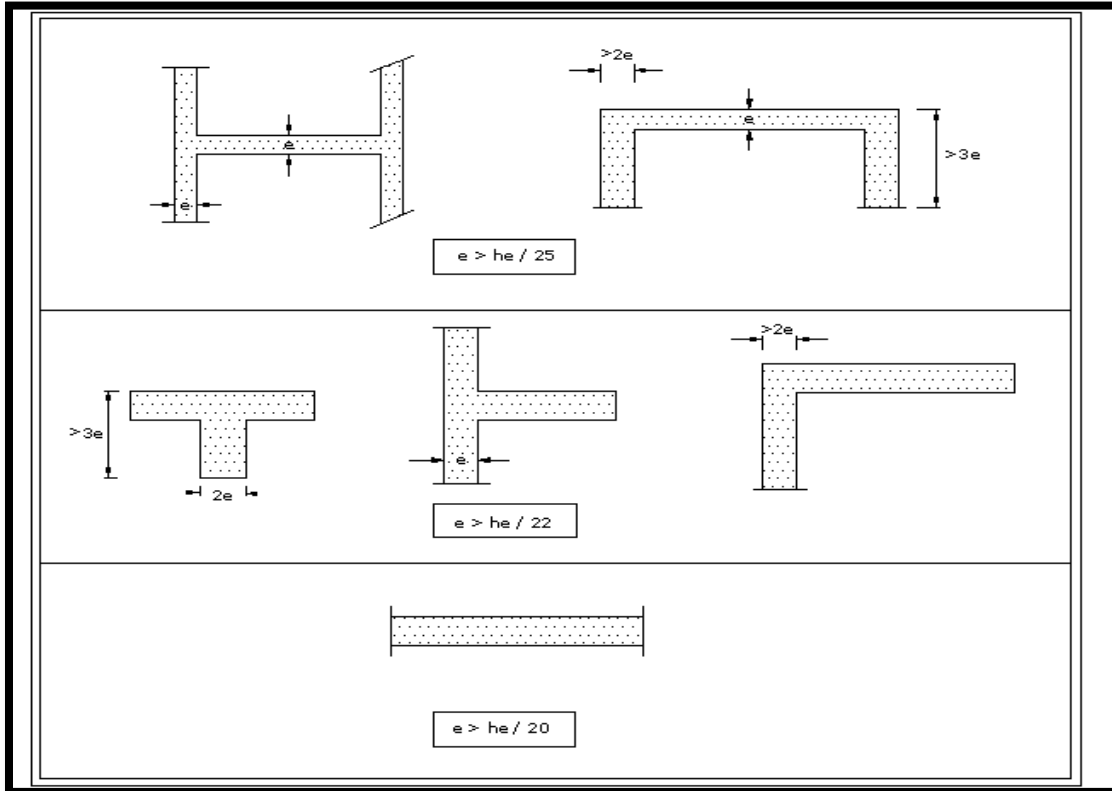


Figure II-4 : différents types de voiles.

Remarque :

Seuls les voiles vérifiant la condition $L \geq 4a$ participent au contreventement.

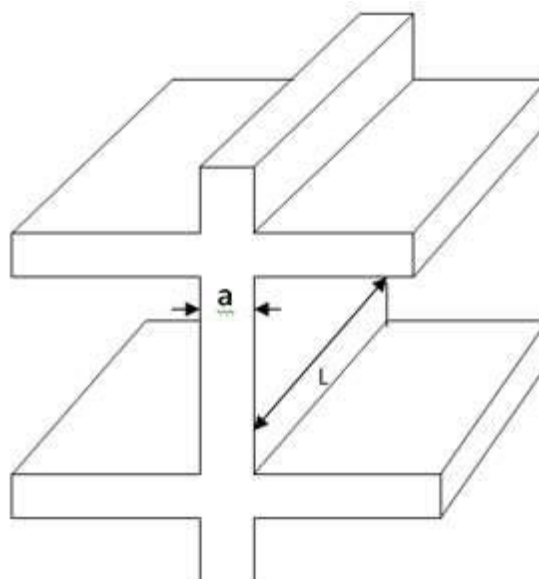


Figure II.5 : Coupe de voile en élévation

Le Pré dimensionnement se fera conformément au (RPA 99 version 2003) comme suit :

- **L'épaisseur (a) :**

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et de la condition de rigidité aux extrémités.

$$h_e = 408 - 25 = 383 \text{ cm.}$$

$$a = \max (h_e / 25; h_e / 22; h_e / 20) = h_e / 20.$$

$$a = 383 / 20 = 19,15 \text{ cm.}$$

On prend l'épaisseur de voile $a = 20 \text{ cm}$

- **Vérification des exigences du RPA :**

1- Sont considérés comme voiles de contreventement, en satisfaisant la condition suivante:

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

$$L_{\min} = 3.50 \text{ m} \geq 4 \times 0,2 = 0,8 \text{ vérifiée}$$

2- L'ouvrage sera implanté à Tizirt, zone de moyenne sismicité (IIa). L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

$$a = 20 \text{ cm} \geq a_{\min} = 15 \text{ cm}$$

- ❖ **S-Sol :**

$$h_e = h - ep$$

$$h_e = 4,08 - 0.20 = 3.83 \text{ cm}$$

$$a = h_e / 20 = 383 / 20 = 19.15 \text{ cm} \approx \mathbf{20 \text{ cm}}$$

- ❖ **RDC, étages courants :**

$$h_e = h - ep$$

$$h_e = 3,06 - 0.20 = 2,86$$

$$\mathbf{a} = h_e / 20 = 286 / 20 = 14,30 \text{ cm on prend } a = 20 \text{ cm}$$

II.2.4 Les poteaux :

Ce sont des éléments porteurs qui transmettent aux fondations tous les efforts provenant de la superstructure. Le pré dimensionnement des poteaux sera fait à l'ELS en compression simple, en considérant un effort de compression (N) qui sera appliqué sur la section de béton du poteau le plus sollicité ; cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$S \geq \sigma$$

Avec S : section transversale du poteau.

σ : Contrainte limite de service du béton en compression : $\sigma = 15$ [MPa]

N : effort de compression repris par les poteaux avec $N = G + Q$

Et G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation

II.2.4.1 Détermination des charges permanente et surcharges d'exploitation :

Elles sont données par le document technique réglementaire *DTR B.C.2.2 « charges et surcharges d'exploitation »*

II.2.4.1.1 Charges permanentes G :

❖ **Plancher étages courants (corps creux) :**

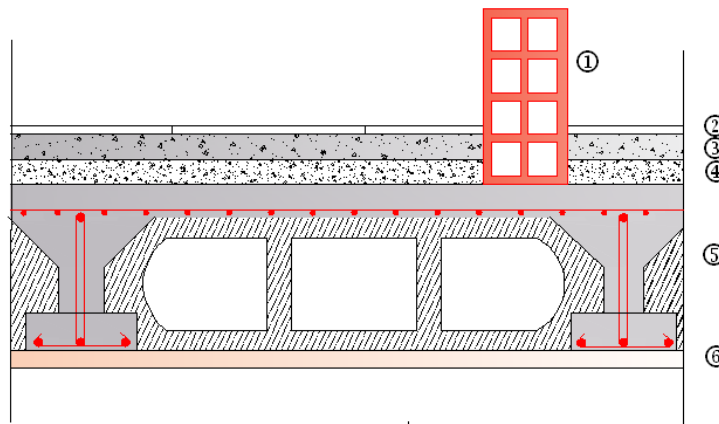


Fig. II.6) : Coupe verticale du plancher étage courant

Éléments	Epaisseur (cm)	La charge (KN/m ²)
1. Cloison	10	1.00
2. Revêtement en carrelage	2	0.44
3. Mortier de pose	2	0.40
4. Couche de sable	2	0.36
5. Dalle en corps creux	(20+5)	2.80
6. Enduit de plâtre	2	0.20
		Gt = 5.20 KN/ m².

❖ Maçonnerie :

➤ **Mur extérieur :**

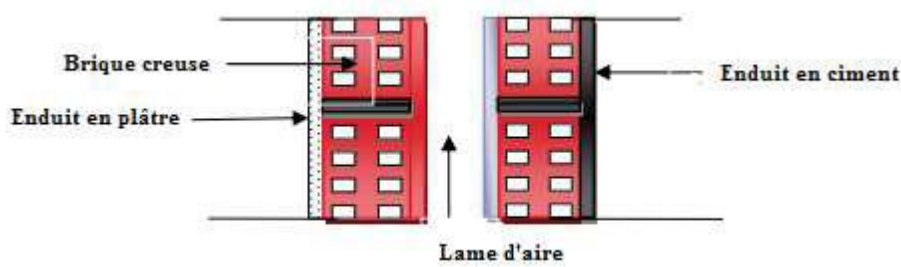


Figure II-8 : coupe verticale d'un mur extérieur.

Éléments	Epaisseur (cm)	La charge (KN/m ²)
1. Mortier de ciment	2	0.40
2. Brique creuse	10x2	1.80
3. Enduit plâtre	2	0.20
4. lame d'air	5	/
		Gt = 2,40

➤ **Mur intérieur :**

La charge est fixé selon le DTR : $G_{\text{mur int}}=0.9 \text{ KN/m}^2$

❖ **Toiture :**

Élément	Poids surfaciques KN/m ²
Tuile mécanique à emboitement (liteaux compris)	0.45
Pannes + chevrons + fixation	0.1
Maçonnerie en brique creuse avec enduit (ep=10 cm)	0.9
TOTAL	1.45

II.2.4.1.2 Les surcharges d'exploitations :

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

Elément	Surcharge (KN/m ²)
-Plancher d'étage courant	1.5
- Plancher à usage commercial	5
- Plancher à usage de service	2.5
- Balcon en corps creux	3.5
- Escalier	2.5

II.2.4.2 Calcul des Charges et surcharges revenant au poteau le plus solliciter :

Dans notre cas le poteau ayant la plus grande surface d'influence est le (D2).

II.2.4.2.1 La surface d'influence

➤ Etage courant :

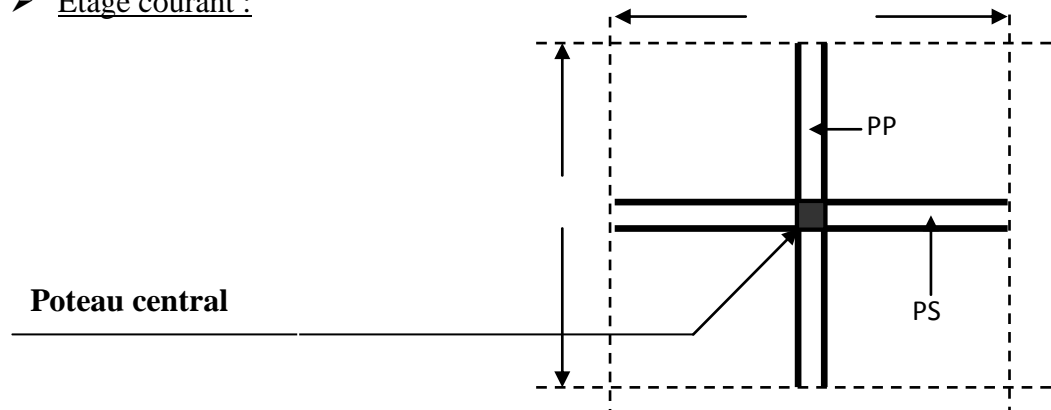


Figure II-10 : Surface d'influence sur le poteau.

➤ **Section brute :**

$$S_{brute} = 4,26 \times 4,5 = 19,17 \text{ m}^2 \quad \Longrightarrow \quad S_{brute} = \mathbf{19,17 \text{ m}^2}$$

➤ **Section nette :**

$$S_{nette} = (4.26-0.3)*(4.5-0.3) = 16.63 \text{ m}^2$$

$$\mathbf{S_{nette} = 16.63 \text{ m}^2}$$

➤ **Toiture :**

Elle se compose de deux versants inclinés d'une pente à 50%

$$D'où \tan\theta = \frac{50}{100} = 0.5 \quad \longrightarrow \quad \theta = 26.56^\circ$$

-La surface d'influence de la toiture inclinée

$$X_1 = \frac{1.80}{\cos\theta} = 2.01 \text{ m} \quad X_2 = \frac{2.16}{\cos\theta} = 2.41 \text{ m}$$

$$S_{toiture nette} = 2.01(2.00 + 2.20) + 2.41(2.00 + 2.20) = \mathbf{18.56 \text{ m}^2}$$

II.2.4.3 Calcul des poids propres des éléments :**A. poids des planchers :**

- Plancher courant : $G_{pc} = G \cdot S = 5.20 \cdot 16.63 = 86.47 \text{ KN}$

- Toiture : $G_{toiture} = G \cdot S = 1.45 \cdot 18.56 = 26.91 \text{ KN}$

B. Poids des poutres :

- Poutre principale $G_{pp} = [(0.30 \cdot 0.4) \cdot (2.2 + 2)] \cdot 25 = 12.6 \text{ KN}$

- Poutre secondaire $G_{ps} = [(0.3 \cdot 0.35) \cdot (2.16 + 1.8)] \cdot 25 = 11.88 \text{ KN}$

- Poutre toiture $G_{p\text{toit}} = (2.41 + 2.01) \cdot 0.30 \cdot 0.30 \cdot 25 = 9.94 \text{ KN}$

C. Poids des poteaux :

- Poteau d'étage courant : $P_{pcourant} = 3.06 \cdot 0.25 \cdot 0.25 \cdot 25 = 4.78 \text{ KN}$

- Poteau de s-sol et RDC : $P_{ps-sol/rdc} = 4.08 \cdot 0.25 \cdot 0.25 \cdot 25 = 6.375 \text{ KN}$

- Poteau de la toiture : $P_{pot-toiture} = 3.12 \cdot 0.25 \cdot 0.25 \cdot 25 = 4.875 \text{ KN}$

II.2.4.2.3 La dégression des charges :

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations. D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces d'influences.

D'après le **D.T.R B.C 2.2**, cette loi s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux **$n \geq 5$ niveaux** où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Dans notre cas la loi de dégression de charges est applicable **D.T.R B.C 2.2**

Art 6.3

$$Q = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) \sum Q_i$$

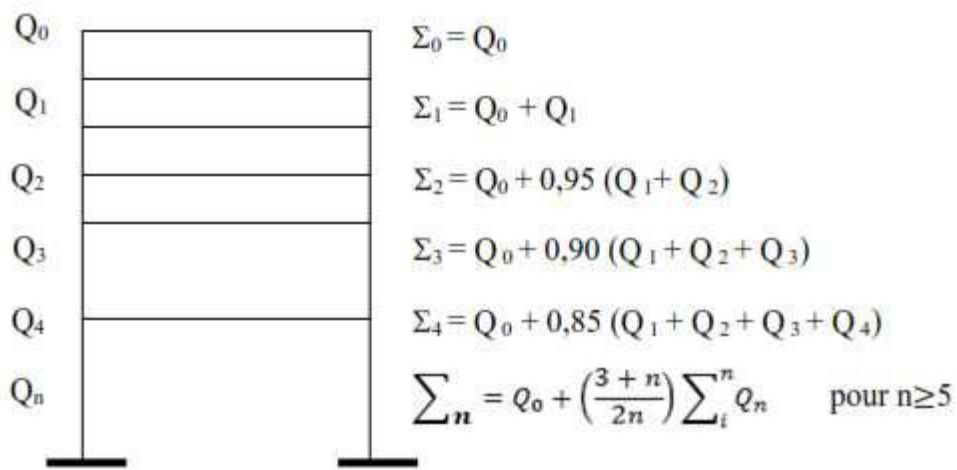


Figure II-8 : Descente de charges.

❖ **Coefficient de dégression de charges :**

niv	T	6	5	4	3	2	1	rdc	s-s3	s-s2	s-s1
coef	1.00	0.95	0.80	0.75	0.714	0.687	0.666	0.65	0.626	0.625	0.615

TAB II-8 : Coefficients de dégression de charges.

❖ **Les surcharges d'exploitation :**

- Toiture : $Q_0 = 18.56 \times 1 = 18.56$ KN
- Plancher d'étage courant : $Q_{ec} = 16.63 \times 1,5 = 24.94$ KN
- Plancher du S-Sol3 : $Q_{ss3} = 16.63 \times 5 = 83.15$ KN
- Planchers du s-sol1,2 : $Q_{ss1,2} = 16.63 \times 2.5 = 41.575$ KN

❖ **Surcharge cumulée :**

Toiture : $Q_0 = 18.56 \text{ KN}$

6ème : $Q_0 + Q_1 = 43.50 \text{ KN}$

5ème : $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 65.95 \text{ KN}$

4ème : $Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 78.416 \text{ KN}$

3ème : $Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 93.38 \text{ KN}$

2ème : $Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 107.59 \text{ KN}$

1ème : $Q_0 + 0.687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 121.36 \text{ KN}$

RDC : $Q_0 + 0.666 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 173.59 \text{ KN}$

SS1 : $Q_0 + 0,65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 196.89 \text{ KN}$

SS2 : $Q_0 + 0,626 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 216.63.34 \text{ KN}$

✓ **Dimensionnement des sections des poteaux :**

TAB :

Niveaux	CHARGES PERMANENTES (KN)					Charges d'exploitation (KN)		Effort normal (KN) N=Gc+Qc	Section des poteaux (cm ²)	
	Poids plancher (Kn/m ²)	Poids poutre (Kn/m ²)	Poids poteau (Kn/m ²)	G(Kn/m ²)	G _c (Kn/m ²)	Q (Kn/m ²)	Q cumulée (Kn/m ²)		section calculée	Section adoptée
T	26.91	9.94	//	36.85	36.85	18.56	18.56	55.41	97.26	//
6	86.47	24.48	4.78	115.73	152.58	24.94	43.50	196.08	187.388	40x40
5	86.47	24.48	4.78	115.73	268.31	24.94	68.44	336.75	270.848	40x40
4	86.47	24.48	4.78	115.73	384.04	24.94	93.38	477.42	367.642	40x40
3	86.47	24.48	4.78	115.73	499.77	24.94	118.32	618.09	457.77	40x40
2	86.47	24.48	4.78	115.73	615.50	24.94	143.26	758.76	548.077	50x50
1	86.47	24.48	4.78	115.73	731.23	24.94	168.20	899.43	638.204	50x50
RDC	86.47	24.48	6.37	117.325	848.55	24.94	193.14	1041.69	728.332	50x50
S-s ₃	86.47	24.48	4.78	115.73	964.29	83.15	276.29	1240.57	818.459	55x55
S-s ₂	86.47	24.48	4.78	115.73	1080.01	41.575	317.86	1397.88	903.253	55x55
S-s ₁	86.47	24.48	6.37	117.325	1197.34	41.575	359.44	1556.78	998.714	55x55

II-4) Vérification des sections des poteaux aux recommandations de RPA**[Art7.4.1/ RPA 99. Version 2003]**

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h_e) en une seule fois.

Les dés de calage sont interdits.

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ \implies en zone I et IIa
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$ \implies en zone IIb et III
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$

Les sections choisies sont :

TAB II.10: section des poteaux choisis

<i>Niveau</i>	S-sol_{1,2,3}	RDC, 1^{er}, 2^{ème}	3^{ème} à 6^{ème}	Toiture
<i>Poteau</i>	(55*55) cm ²	(50*50) cm ²	(40*40) cm ²	(35*35) cm ²

TAB II.11: vérification des sections des poteaux

Poteaux	Conditions exigées par RPA99/V2003	Valeurs calculées	Observation
55x55	Min (b, h) ≥ 30	Min (55x55) = 55	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ (he/20)	(4.08/20) = 20.45	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ (he/20)	(3.06/20) = 15.3	Condition vérifiée
	1/4 < b/h < 4	(b1/ h1) = 1	Condition vérifiée
50x50	Min (b, h) ≥ 30	Min (50x50) = 50	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ (he/20)	(3.06/20) = 15.3	Condition vérifiée
	1/4 < b/h < 4	(b1/ h1) = 1	Condition vérifiée
40x40	Min (b, h) ≥ 30	Min (40x40) = 40	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ (he/20)	(3.06/20) = 15.3	Condition vérifiée
	1/4 < b/h < 4	(b1/ h1) = 1	Condition vérifiée
35x35	Min (b, h) ≥ 30	Min (35x35) = 35	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ (he/20)	(3.06/20) = 15.3	Condition vérifiée
	1/4 < b/h < 4	(b1/ h1) = 1	Condition vérifiée

II.2.4.4 Vérification au flambement :

Lorsqu'une pièce élancée (poteau) est soumise à un effort de compression, il se produit un phénomène d'instabilité transversale appelé **flambement**.

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

Avec : λ : Elancement du poteau.

L_f : longueur de flambement du poteau ($L_f = 0,7 l_o$)

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$

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

l_o : Longueur libre du poteau.

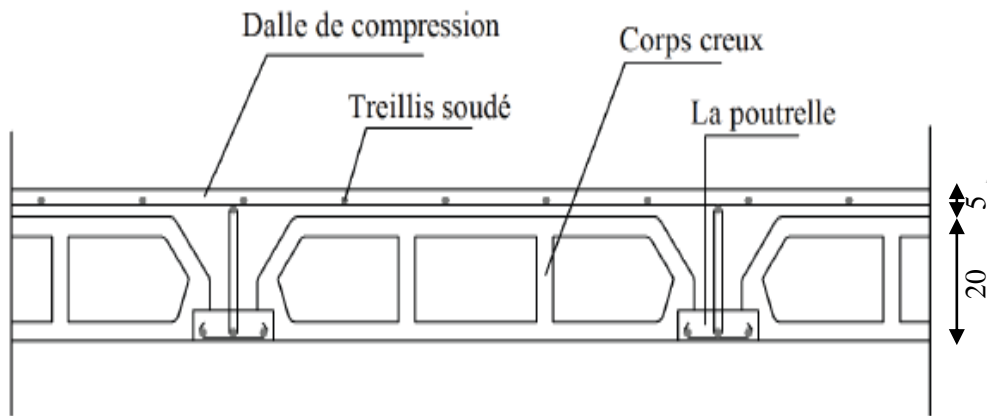
I : Moment d'inertie du poteau $I = \frac{bh^3}{12}$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7l_o}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0,7l_o}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{S}}}$$

- Pour le s_{sol1} , (Pot 55x55) ; $l_0=4.08-0.40=3.68\text{m}$; $\lambda =17.88 \dots\dots < 50$
- Pour le $s_{sol2et3}$, (Pot 55x55) ; $l_0=2.66\text{m}$; $\lambda =12.93 \dots\dots < 50$
- Pour le RDC (Pot50x50) ; $l_0=3.68\text{ m}$; $\lambda = 19.83\dots\dots <50$
- Pour le 1^{er}, 2^{eme} étage (Pot50x50) ; $l_0=2.66\text{ m}$; $\lambda=14.43\dots\dots <50$
- Du 3^{eme} au 6^{eme} étage (poteaux 40x40) ; $l_0=2.66\text{ m}$; $\lambda=16.55\dots\dots <50$
- Pour le poteau de la toiture (35x35) ; $l_0=2.82\text{ m}$; $\lambda=19.53\dots\dots <50$

Conclusion :

- *Poutres principales : **30 × 40***
- *Poutres secondaires : **30 × 35***
- *Epaisseur des voiles : **20 cm***
- *Epaisseur planché en corps creux : **20+5 = 25 cm***
- *Sections adoptées pour les poteaux*
 - *S-Sol 1 à 3 : **55 x 55***
 - *RDC, 1^{er} et 2^{ème} niveau : **50 x 50***
 - *Du 3^{ème} au 6^{ème} niveau : **40x 40***
 - *Toiture: **35 x 35***

III.1. Les planchers :**III.1.1 Plancher en corps creux :****Figure : III-1-1** : Schéma descriptif d'un plancher en corps creux.

Dans notre projet, **le plancher** est constitué de dalle de compression et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées. Ces dernières sont disposées suivant la plus petite portée pour réduire la flèche.

La hauteur du plancher est calculée par la formule suivante :

$$h \geq \frac{L}{22,5}$$

Avec :

$\left\{ \begin{array}{l} h : \text{hauteur totale du plancher.} \\ L : \text{porté libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.} \end{array} \right.$

Dans notre cas :

$L = 521 - 30 = 491 \text{ cm}$, ce qui nous donne :

$$h \geq \frac{491}{22,5} = 21,82 \text{ cm}$$

On opte pour un plancher de : $(20+5) \Rightarrow h = 25 \text{ cm}$

III.1.1.1 Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place (**$e_p = 5 \text{ cm}$**), armé d'un quadrillage de treillis soudés **TL520** avec **$f_e = 520 \text{ MPa}$** dont les mailles ne doivent pas dépasser :

- **20cm** pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- **33cm** pour les armatures parallèles aux poutrelles.

❖ Calcul des armatures :

➤ A) Armatures perpendiculaire aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4l'}{f_e} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4(65)}{520} = 0,5 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{\perp} = 4T5 = 0,63 \text{ cm}^2$ Avec : $e = 20 \text{ cm}$

l' : Distance entre axes des poutrelles comprise entre 50 et 80 [cm].

➤ B) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \Rightarrow A_{//} = \frac{0,63}{2} = 0,315 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 4T4 = 0,49 \text{ cm}^2$ Avec : $e = 20 \text{ cm}$.

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE520) de dimension $(4 \times 5 \times 150 \times 200) \text{ mm}^2$

III.1.1.2 Étude des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives

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

Avec :

- L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles. (65-12), ($L=53 \text{ cm}$)
- L_1 : longueur de la plus grande travée.
- b_0 : largeur de la nervure.
- h_0 : épaisseur de la dalle de compression. ($h_0 = 5 \text{ cm}$).

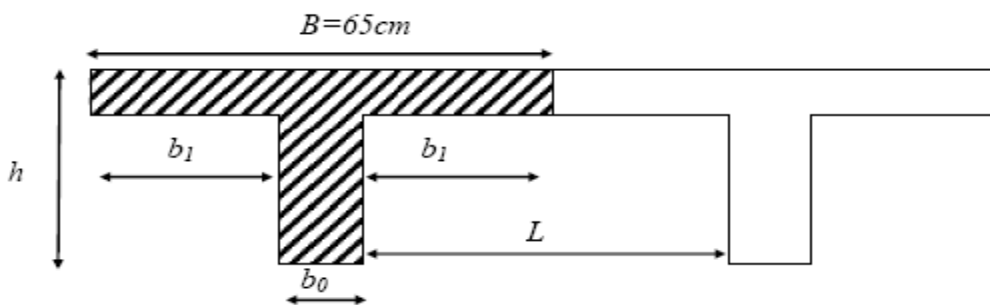


Figure : III-1-2: construction de la section en T.

b) Application :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \min \left(\frac{53}{2}, \frac{491}{10}, 8 \times 5 \right) \\ b_1 \leq \min (26,5 ; 49,1 ; 40) \\ b_1 = 26,5 \text{ cm} \\ b = 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

- **Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes :**

a) Calcul avant coulage de la dalle de Compression :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur les deux extrémités, elle travaille en flexion simple. Elle doit supporter, en plus de son poids propre, le poids du corps creux ainsi que celui de l'ouvrier.

- **Dimensionnement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{b=12cm} : \text{ largeur de la poutrelle} \\ \mathbf{h_0=4cm} : \text{ hauteur de la poutrelle} \\ \mathbf{c=2cm} : \text{ enrobage} \\ \mathbf{d=2cm} : \text{ hauteur utile} \end{array} \right.$$

- poids propre de la poutrelle : $\mathbf{G_1=0.12*0.04*25= 0.12 \text{ KN/ml}}$;
- poids du corps creux : $\mathbf{G_2=0.65*0.95= 0.62 \text{ KN/ml}}$;
- Charge permanente : $\mathbf{G_{tot} = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}}$
- Charge d'exploitation :
- Surcharge due à l'ouvrier : $\mathbf{Q=1KN/ML}$

Le calcul se fera pour la plus longue travée, $L= 5.21 \text{ m}$

- **Combinaisons de charges :**

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 2.5 \text{ KN/ml}$$

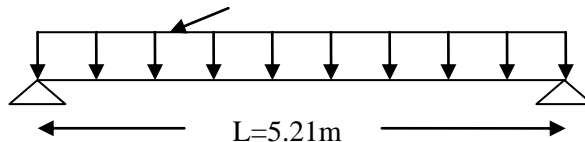


Figure III-1-3 : Schéma statique

- **Calcul du moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{2,5 \times 5,21^2}{8} = 8,482 \text{ KN/m} \quad \longrightarrow \quad \mathbf{M_U = 8.482 \text{ KN/m}}$$

- **Calcul de l'effort tranchant sur appuis :**

$$T = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{2,5 \times 5,21}{2} = 6,512 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \mathbf{T = 6.512 \text{ KN}}$$

- **Calcul des armatures :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{8,482 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 12,44$$

$$\mu \gg \mu_l = 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{La section est } \mathbf{\text{doublement armée.}}$$

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4 cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaire à fin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges auxquelles elles sont soumises avant coulage. Ces étais sont en général distant de (0.80 à 1.20) m.

b) Après coulage de la dalle de compression :

Dans ce cas, le calcul est conduit en considérant la poutrelle comme une poutre continue, de section en Té avec une inertie constante reposant sur plusieurs appuis, les appuis de rives sont considérer comme semi encastré et les appuis intermédiaires comme étant simples.

• **Dimensionnement :**

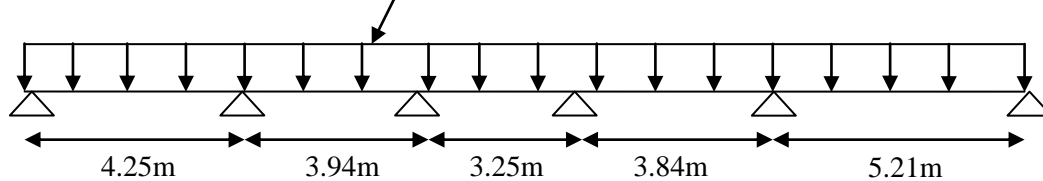
- b=65cm, distance entre axes de deux poutrelle.
- h = (20+5), hauteur du plancher en corps creux.
- b₀ = 12cm, largeur de la poutrelle.
- h₀ = 5 cm, épaisseur de la dalle de compression.
- b₁= (b - b₀) / 2 = (65 - 12) / 2 = **26.5 cm.**

-Combinaison de charge :

-Charge et surcharge :

- poids propre du plancher : $G = 5.20 \times 0.65 = 3.38 \text{ KN / ml}$
- Surcharge d'exploitation : usage d'habitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.98 \text{ KN/ml}$
- Dernier étage : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ ml.}$
- Poids propre de la poutrelle $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$
- $G_{\text{Total}} = 3.38 + 0.12 = \mathbf{3.52 \text{ KN/ml}}$
- $q_u = 1,35.G + 1,5.Q = 1,35(3,52) + 1,5(0,98) = 6.20 \text{ KN/ml}$
- $q_u = 6.20 \text{ KN/ml}$

❖ **Choix de la méthode :** $q_u = 6.20 \text{ KN/ml}$



➤ **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire (Art B.6.2, 210/BAEL91modifié99) :**

1)- la valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courtes doit respecter la condition suivante :

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

$$2G = 2 \times 3.38 = 6.76 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 0.98 \text{ KN/mm} \leq \max \{2G; 5 \text{ KN /m}^2\} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2)- le moment d'inertie des sections transversales est le même pour les différentes travées considérées. $0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25$ **Condition vérifiée.**

3)-les portées successives sont dans un rapport compris entre (0.8 et 1.25)

$$3,84 / 5,21 = 0.73 \leq 0.8 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

4)- la fissuration est considérée comme non préjudiciable \longrightarrow **Condition vérifiée.**

• **Conclusion :**

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, ce qui nous conduit à utiliser la méthode des trois moments.

III.1.1.3 Principe de la méthode des trois moments :

C'est un cas particulier de la méthode de force, elle est basée sur l'équilibre des rotations au niveau des appuis intermédiaires.

❖ **Rappel de la méthode des (03) moments :**

a) **Moments aux appuis :**

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

b) **Moment en travées :**

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

Avec :

$$\begin{cases} \mu(x) = \frac{q}{2} x * (1-x) \\ x = \frac{1}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \times l} \end{cases}$$

c) **Efforts tranchants :**

$$\begin{cases} T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} - qx + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}} \\ \text{Pour } x=1 \longrightarrow T(i) = \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}} \\ \text{Pour } x=i+1 \longrightarrow T(i+1) = \frac{-q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}} \end{cases}$$

M_{i-1} ; M_i ; M_{i+1} sont les moments aux appuis, $i-1$; i ; $i+1$ respectivement.

❖ **Exposé de la méthode :**

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

Avec :

$$\begin{cases} M_t : \text{moment maximal en travée considérée.} \\ M_e : \text{moment sur l'appui de droite en valeur absolue.} \\ M_w : \text{moment sur l'appui de gauche en valeur absolue.} \\ M_0 = \frac{q l^2}{8} \text{ avec } l : \text{longueur entre nus d'appuis.} \end{cases}$$

-Moments aux appuis :

Les valeurs de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

Avec : $q_u = 6.20 \text{KN/ml}$

- Appui 1 :** $8.50M_1 + 4.25M_2 = -118$
- Appui 2 :** $4.25M_1 + 16.40M_2 + 3.94M_3 = -213.78$
- Appui 3 :** $3.94M_2 + 14.38M_3 + 3.25 M_4 = -148$
- Appui 4 :** $3.25M_3 + 14.18M_4 + 3.84M_5 = -140.97$
- Appui 5 :** $3.84M_4 + 18.10M_5 + 5.21M_6 = -307$
- Appui 6 :** $5.21M_5 + 10.40M_6 = -219.2$

- Sous forme matricielle :

$$\begin{pmatrix} 8.50 & 4.25 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 4.25 & 16.40 & 3.94 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 3.94 & 14.38 & 3.25 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 3.25 & 14.18 & 3.84 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 3.84 & 18.10 & 5.21 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 5.21 & 10.42 \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \\ M_5 \\ M_6 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -118 \\ -213.78 \\ -148 \\ -140.97 \\ .307 \\ -219.20 \end{Bmatrix}$$

La résolution de ce système se fait par le logiciel **MATLAB**, les résultats sont les suivantes :

$$\begin{cases} M_1 = -9.3739 \\ M_2 = -9.0167 \\ M_3 = -6.6155 \\ M_4 = -5.3360 \\ M_5 = -11.4072 \\ M_6 = -15.3623 \end{cases}$$

-Exemple de calcul :

-Moment fléchissant :

Travée (1-2) : $L_{1-2} = 4.25$ [m]

$$x = \frac{4.25}{2} + \frac{-9.016 + 9.373}{6.20 * 4.25} = 2.138m$$

$$M_{\max} = 6.20 \frac{2.138}{2} (4.25 - 2.138) - 9.373 \left(1 - \frac{2.138}{4.25}\right) - 9.016 \frac{2.138}{4.25} = 4.82 \text{KN.m}$$

-Effort tranchant :

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0 : T_1^e = 6.22 \frac{3}{2} + \frac{-6.48+3.75}{3} \\ \text{Pour } x=1 : T_1^w = -6.22 \frac{3}{2} + \frac{-6.48+3.75}{3} \end{cases}$$

-Tableau représentatif des moments et des efforts tranchants :

Travée	Longueur	X(m)	M_{\max} (KN.m)	T_i (KN)	T_{i+1} (KN)
1-2	4.25	2.138	4.823	13.259	-13.091
2-3	3.94	1.823	4.162	12.823	-11.605
3-4	3.25	1.683	2.174	10.470	-9.681
4-5	3.84	1.665	3.258	10.324	-13.484
5-6	5.21	2.483	8.541	15.392	-16.910

Tableau III 1.4 : moments et efforts tranchants.

Remarque :

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

-Augmentation de 1/3 pour les moments en travée

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

Dans ce cas :

-Moments en travées :

$$M_{(1-2)} = 4.823 + 0.33 (4.823) = 6.417 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(2-3)} = 4.162 + 0.33 (4.162) = 5.535 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(3-4)} = 2.174 + 0.33 (2.174) = 2.891 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(4-5)} = 3.258 + 0.33 (3.258) = 4.333 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(5-6)} = 8.541 + 0.33 (8.541) = 11.385 \text{ [KN.m]}$$

-Moments aux appuis :

$$-9.373 + 0.33(9.373) = -6.251 \text{ [KN]}$$

$$-9.016 + 0.33(9.016) = -6.013 \text{ [KN]}$$

$$-6.615 + 0.33(6.615) = -4.412 \text{ [KN]}$$

$$-5.336 + 0.33(5.336) = -3.559 \text{ [KN]}$$

$$-11.407 + 0.33(11.407) = -7.608 \text{ [KN]}$$

$$-15.362 + 0.33(15.362) = -10.246 \text{ [KN]}$$

d) Diagrammes des efforts internes :

Dans notre cas, on a une poutre sur huit (08) appuis, on aura donc les diagrammes

Suivant :

- 1) Diagramme des moments :

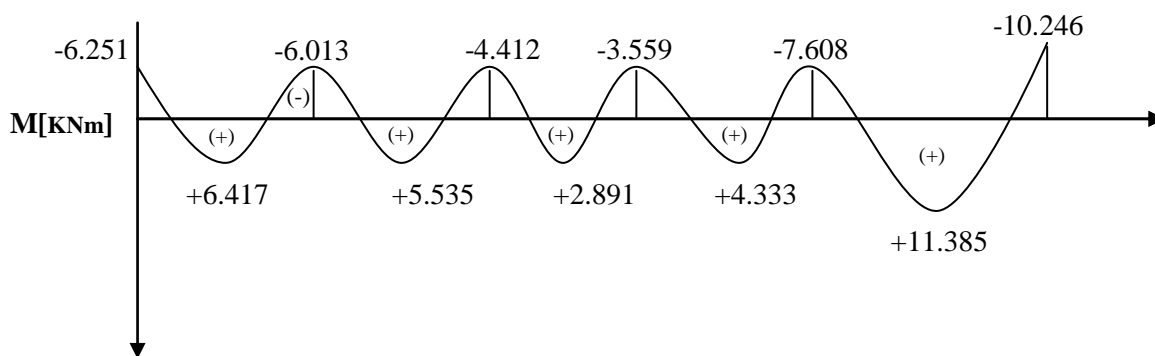


Figure III-1-5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

- 2) Diagramme des efforts tranchant :

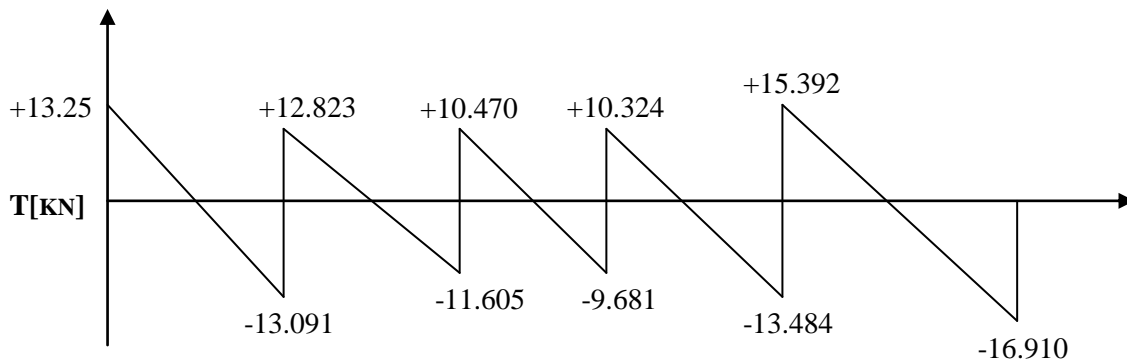


Figure III-1-6 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

Note :

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées et les appuis en utilisant les moments maximum.

- III.3.1.4 Ferrailage à l' ELU :

a) Armatures longitudinales :

Les moments max aux appuis et aux travées sont:

$M^t_{max} = 11.385 \text{ KN.m}$ et $M^a_{max} = 10.246 \text{ KN.m}$

La poutrelle sera calculée comme une section en **Té**

dont les caractéristiques géométriques suivantes :

b = 65cm; b₀=12cm; h = 25cm; h₀=5cm: d = 22cm

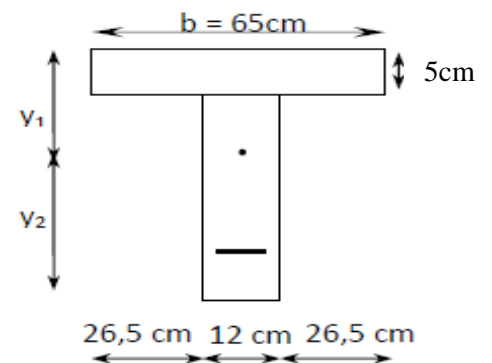


Figure III-1-7 : Schéma statique de la poutrelle.

- En travées :

$M_t^{max} = 11.385 \text{ KN.m}$

Le moment qui peut être repris par la table de compression :

$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu}$ avec $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$

$M_0 = 0.65 \times 0.05 \times 14.2 \times 10^3 \left(0.22 - \frac{0.05}{2}\right)$

$M_0 = 90 \text{ KN.m}$

$M_t^{max} = 11.385 \text{ KN.m}$

$M_0 > M_t^{max} \implies$ **L'axe neutre est dans la table de compression.**

L'axe neutre se situe dans la table de compression, la section en Té à calculer sera donc considérer comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h) = (65 \times 25) \text{ cm}$.

$$\mu_u = \frac{M_t^{max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{11.385}{0.65 \times 0.22^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.025 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{la section est simplement armée.}$$

$$D'ou \beta = 0.9885$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{11.385}{0.9885 \times 0.22 \times 348 \times 10^3} = 1.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 2\text{HA10} = 1.57\text{cm}^2$$

- **Aux appuis :**

Puisque le béton tendu est négligeable, on fera nos calculs pour une section rectangulaire de section (bxh) = (12 x25) cm.

$$\mu_u = \frac{M_{ap}^{max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10.246}{0.12 \times 0.22^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.124 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{la section est simplement armée}$$

$$\rightarrow \beta = 0.934 \quad A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta d \sigma_{st}} = 1.44 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 2\text{HA10} = 1.57\text{cm}^2$$

III-3-1-5 vérification à L'ELU :

a) **Vérification de la condition de non fragilité du béton: (Art A.4.2.1/ BAEL91 modifié 99).**

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 12 * 22 * \frac{2.1}{400} = 0.32\text{cm}^2$$

- **En travées :**

$$A_t = 1.50\text{cm}^2 > A_{\min} = 0.32\text{cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Aux appuis**

$$A_a = 1.44\text{cm}^2 > A_{\min} = 0.32\text{cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

b) **Vérification de l'effort tranchant :(Art A.5.1.1/ BAEL91 modifié 99) :**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{16.91 \times 10^3}{120 \times 220} = 0.64\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.64 \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 5\text{MPa}) = 3.25\text{MPa} \quad \text{«Fissuration peu nuisible»}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.25\text{MPa}, 5\text{MPa}) = 3.25\text{MPa}$$

c) **Vérification de la contrainte d'adhérences et d'entrainement : (Art A.6.1.3/ BAEL91 modifié 99) :**

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 d \sum U_i} = \frac{16.91 \times 10^3}{0.9 \times 220 \times 62.80} = 1.35\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.35MP_a < \bar{\tau}_{se} = 3.15MP_a \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$U_i = n\phi\pi = 2*10*3.14 = 62.80 \text{ mm}$$

d) Armatures transversales :(Art A.7.2.2/ BAEL91 modifié 99) :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{\max}\right) \text{ (Art 7.2.21/BAEL91)}$$

$$\min\left(\frac{25}{35}, \frac{12}{10}, 1\right) = 0,71 \text{ cm}$$

$$\phi \leq 0.71\text{cm} \quad \text{On prend:} \quad \phi = 8\text{mm}$$

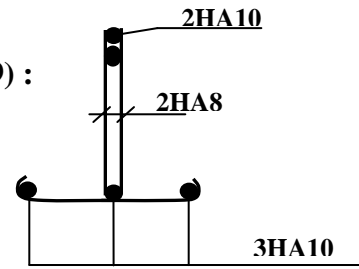


Figure III-1-8 : Plan de ferrailage de poutrelle

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

e) Espacement des armatures : (Art A.5.1.22/ BAEL91 modifié 99)

$$St \leq \min(0,9d ; 40\text{cm}) = \min(19,8 ; 40) = 16,2\text{cm}$$

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

III-3-1-6 vérification à L'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leurs sont associées sont :

- état limite de résistance de béton à la compression.
- état limite de déformation.
- état limite de l'ouverture des fissures.

Pour avoir les efforts internes à l'ELS, il suffit de multiplier les valeurs obtenues à l'ELU par le rapport $\frac{q_s}{q_u}$: $q_s = G + Q = 3.5 + 0.98 = 4.48 \text{ KN/m}^2$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.48}{6.20} = 0.722$$

a) Diagramme des moments fléchissant :

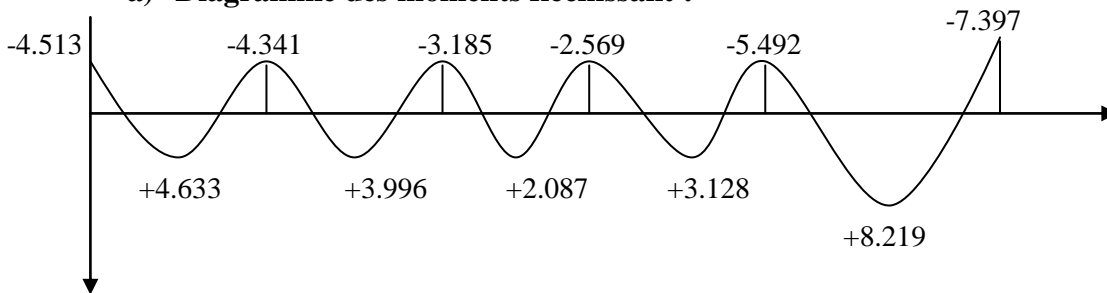


Figure III-1-9 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELS en KN.m

b) Diagramme des efforts tranchants :

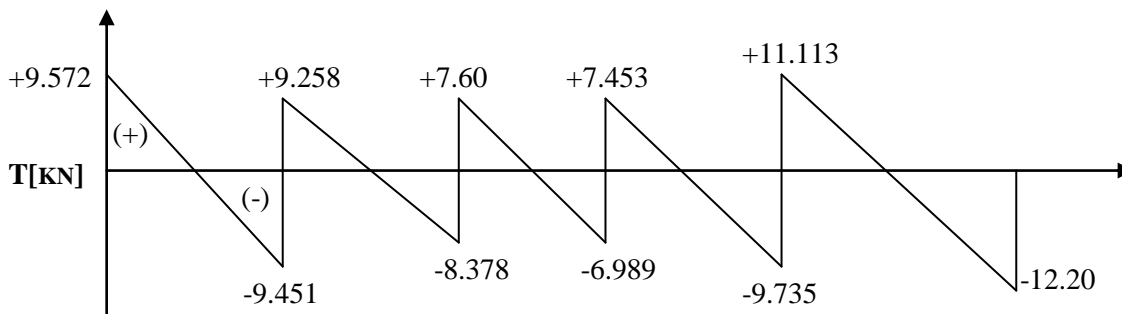


Figure III-1-10 : Diagramme des efforts tranchants a l'ELS en KN.

• **Aux appuis :**

$$\rho = \frac{100 \times A_S}{b_0 d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 22} = 0.594 \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,886 \\ k_1 = 28,86 \end{array} \right.$$

$$\sigma_S = \frac{M_S}{\beta \times d \times A_S} = \frac{7.397 \times 10^6}{0.886 \times 220 \times 1.57 \times 10^2} = 241.712 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_S}{k_1} = \frac{241.712}{28.86} = 8.463 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 8.463 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \longrightarrow$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \Longrightarrow \quad \text{C V}$$

• **En travées :**

$$\rho = \frac{100 \times A_S}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 22} = 0.594 \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,886 \\ k = 28,86 \end{array} \right.$$

$$\sigma_S = \frac{M_S}{\beta \times d \times A_S} = \frac{8.219 \times 10^6}{0.886 \times 220 \times 1.57 \times 10^2} = 268.573 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 9.305 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \longrightarrow$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \Longrightarrow \quad \text{C V}$$

❖ **Etat limite de déformation : (Art A.5.1.22/ BAEL91 modifié 99):**

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles de **BAEL (B.6.5.2)** précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$L = 521 - 30 = 491 \text{ cm}$ (longueur entre nus d'appuis)

$h = 25 \text{ cm}$ (hauteur totale de la poutrelle).

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{M_t}{M_0}$$

$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

Avec : h : hauteur totale de la section de nervure (épaisseur de la dalle comprise)

M_0 : Moment isostatique.

L : portée libre.

M_t : Moment de flexion.

b_0 : largeur de la nervure.

$$a) \frac{h}{l} = \frac{25}{491} = 0.085 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$b) M_t = 8,219 \text{ KNm} ; M_0 = \frac{8.219}{0.722} = 11,383 \text{ KN} \quad \frac{8.219}{15 \times 11.383} = 0.048 < 0.085, \text{ condition vérifiée.}$$

$$c) \frac{1.57}{12 \times 22} = 0.0059 < \frac{3.6}{400} = 0.009 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Remarque :

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III-3) Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est considérée comme semi encastrée à ses deux extrémités.

III-3-1) Dimensionnement :

$L = 2.90 \text{ m}$: Portée libre de la poutre

1) -Hauteur de la poutre palière :

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10} \longrightarrow 19.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 29 \text{ cm.}$$

A priori compte tenu des exigences de RPA ainsi de sécurité, on prend une hauteur de la poutre : $h_t = 35 \text{ cm}$

2) - Largeur de la poutre palière :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \longrightarrow 14 < b \leq 24.5 \text{ cm}$$

Pour des raisons de sécurité ainsi des exigences de RPA on prend : $b = 30 \text{ cm}$.

$$\text{On a : } \frac{h_t}{b} = \frac{35}{30} = 1.66 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la poutre palière a pour dimensions : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

III-3-2) Détermination des charges et surcharges :**a - Poids propre :**

$$G = 25 \times 0.30 \times 0.35 = 2.62 \text{ KN/ml.}$$

- Poids du mur extérieur $G_{\text{mext}} = 0.9 \text{ kN/ml}$

- Poids propre de l'enduit en ciment : $Pe,c = 18 \times 0.04 = 0.72 \text{ KN/ml}$

- Surcharge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ KN/m}$

b - Réactions d'appuis de palier :

$$\text{A l'ELU : } R_A^U = 35,59 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{A l'ELS : } R_A^S = 25.60 \text{ KN/ml.}$$

III-3-3) Combinaison des charges et surcharges :

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1,35G + R_B^U = 1,35 \times (2.62 + 0.9 + 0.72) + 35,59 = 41.32 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = G + R_B^S = (2.625 + 0.9 + 0.72) + 25.60 = 29.85 \text{ KN/ml.}$$

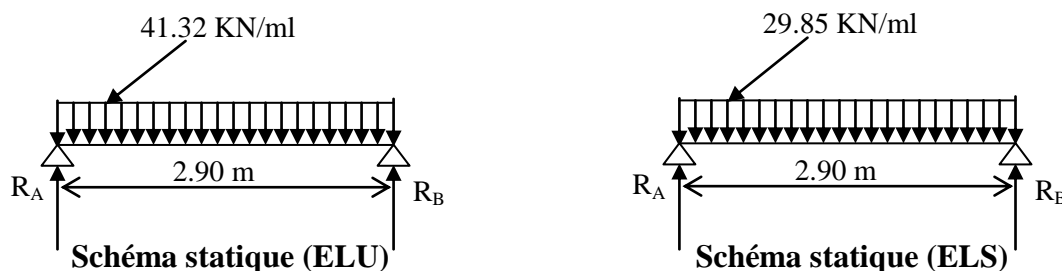
III-3-4) Schémas statiques :

Fig III-3-1 : Schéma statique de la poutre palière.

1) A l'ELU :**a) Réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{41.32 \cdot 2.90}{2} = 59.914 \text{ KN}$$

b) Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{41.32 \cdot (2.90)^2}{8} = 43.431 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Pour tenir compte de semi encastrement on fait les corrections suivantes :

➤ **Moments corrigés :**

En travée : $M_t = 0,85.M_{\max} = 0,85 \cdot 43,43 = 36,91 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_a = -0,3.M_{\max} = -0,3 \cdot 43,43 = -13,03 \text{ KN.m}$

➤ **Effort tranchant :**

$$T_U^{\max} = \frac{quL}{2} = 59,914 \text{ KN.}$$

2) A l'ELS :

a) Réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s \cdot L}{2} = 43,28 \text{ KN.}$$

b) Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{29,85(2,90)^2}{8} = 31,38 \text{ KN.m}$$

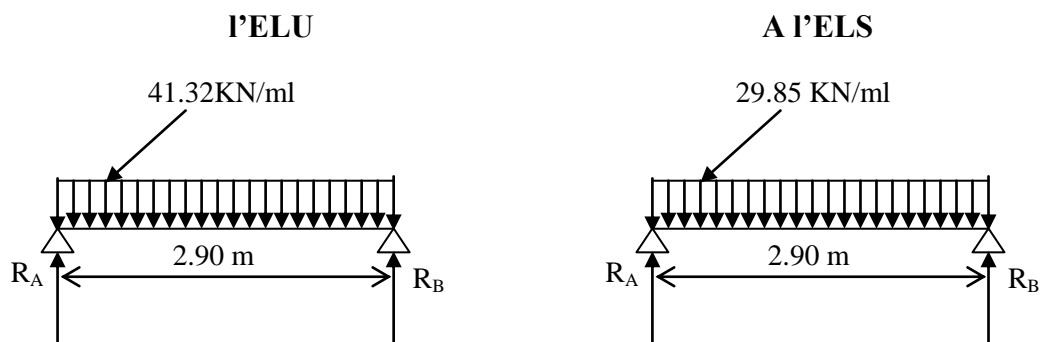
➤ **Moments corrigés :**

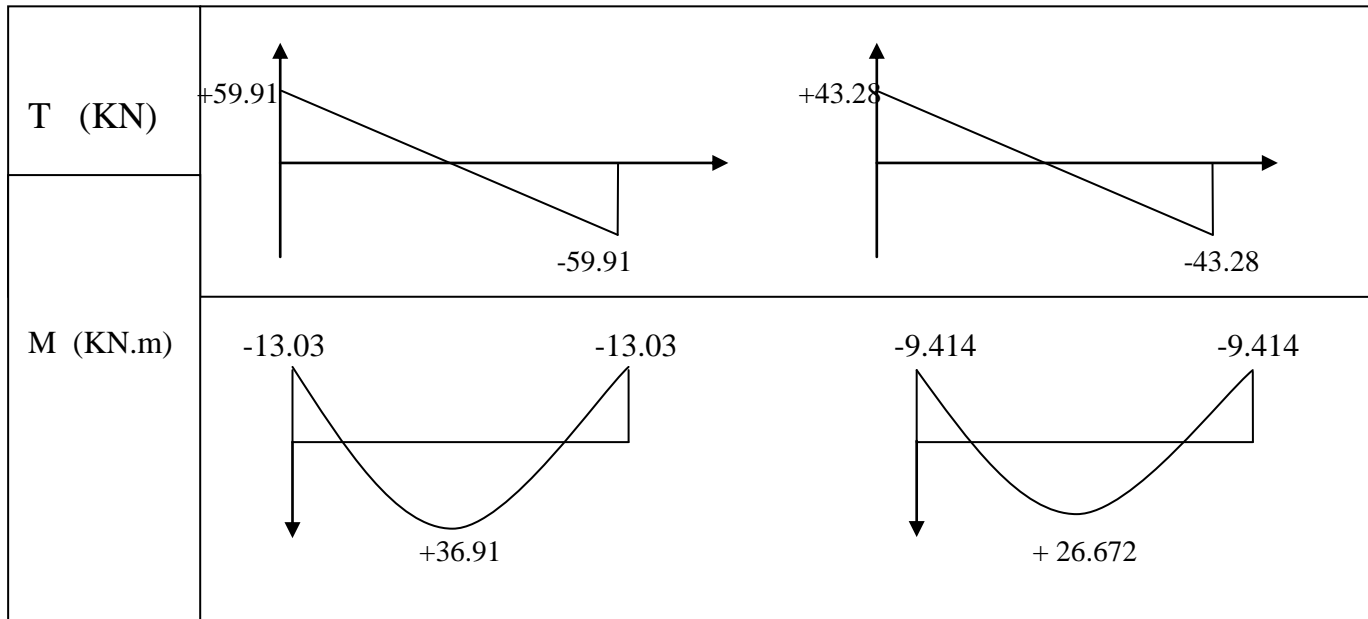
• **En travée :** $M_t = 0,85 \cdot 31,38 = 26,672 \text{ KN.m}$

• **Aux appuis :** $M_a = -0,3 \cdot 31,38 = -9,414 \text{ KN.m}$

➤ **Effort tranchant :** $T_s^{\max} = 43,28 \text{ KN.}$

III-3-5) Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants : (Fig III.5.2)





III-3-6) Ferrailage :

- En travée :

$M_t = 36.91 \text{ KN.m}$

- Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{36.91 \times 10^3}{30 \times 30^2 \times 14.2} = 0.096 \leq \mu_i = 0.392$$

⇒ La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_u = 0.096 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.949$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{36.91 \times 10^3}{0.949 \times 30 \times 348} = 3.72 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 6HA12=6.78cm²

- Aux appuis :

$M_t = 13.03 \text{ KN.m}$

- Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13.03 \times 10^3}{30 \times 30^2 \times 14.2} = 0.033 \leq \mu_i = 0.392 \quad \text{La section est simplement armée (S.S.A)}$$

$$\mu_u = 0.033 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.9835$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{13.03 \times 10^3}{0.9835 \times 30 \times 348} = 1.26 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA12=3.39cm²

III-3-7) Vérification à l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité (Art 4-2-1, BAEL91/ modifié 99) :

$$A_{\min} \geq 0,23.d.b. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0,23*30*30* \frac{2,1}{400} = 1,08cm^2$$

• **En travée :**

$$A_{st} = 6,78cm^2 > 1,08 cm^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

$$A_{sa} = 3,39 cm^2 > 1,08 cm^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL91 modifié 99Art.5.1.2.1) :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}, 5MPa \right\} = \{3,33MPa, 5MPa\} \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{59,91*10^3}{0,30*0,30*10^6} = 0,665 < 3,33MPa \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

c) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_u = 59,91KN \leq 0,4*0,9*b*d* \frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$T_u = 59,91KN \leq 704,34 KN \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

d) Vérification de la condition d'adhérence et d'entraînement au niveau des appuis :

$$\tau_{se} = \frac{T_{ua}}{0,9.d.\sum u_i} = \frac{59,91*10^3}{0,9*300*113,04} = 1,96MPa$$

$$\tau_{se} = 1,96MPa < \bar{\tau}_{su} = 3,15MPa \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

e) Ancrage des barres : (BAEL91 modifié 99Art-6-1-2) :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} \quad \text{Avec } \tau_{su} = 0,6*1,5^2 * 2,1 = 2,835MPa$$

$$\text{Pour } \phi = 1,4cm \rightarrow L_s = 49cm > b = 30cm$$

Pour $\phi = 1.2\text{cm} \rightarrow L_s = 42\text{cm} > b = 30\text{cm}$.

Donc nous adapterons pour des raisons pratiques un crochet normal d'une longueur qui sera calculée comme suit :

- **En travée :** $L_c = 0,4.L_s = 0,4 \times 42 = 16.8\text{cm}$
- **Aux appuis :** $L_c = 0,4.L_s = 0,4 \times 42 = 16.8\text{cm}$

f) Calcul des armatures transversales :

-Diamètre :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\} = \min \left\{ \frac{35}{35}, \frac{30}{10}, 1,4 \right\} = 1\text{cm}$$

On va prendre le diamètre des cadres et étriers = 8mm

g) Espacement des armatures transversales (BAEL91 modifié 99-Art 5-1-2.2) :

❖ **Exigence du RPA 99 (Art-7-5-2.2) :**

- **Zone nodale :**

$$S_{t1} \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \right\} = 8.75\text{cm} \quad \text{soit } S_t = 8\text{cm}.$$

- **Zone courante :**

$$S_{t2} \leq \frac{h}{2} = 17.5\text{cm}.$$

$$\text{Soit } S_t \leq \min \{S_{t1}; S_{t2}\} = 8.75\text{cm}. \quad \text{soit } S_t = 8\text{cm}.$$

-Quantité d'armatures transversales minimales :

$$A_{\min} = 0,003.S_t.b = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72\text{cm}^2$$

$$A_{\min} < \{A_t, A_a\} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Remarque : Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu d'appui ou d'encastrement.

III-3-8) Vérification à l'ELS :**a) Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = 43.28 \text{ KN}$$

b) Les moments corrigés :

$$M_t = 26.67 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -9.414 \text{ KN.m}$$

c) Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :**• En travée :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \sigma_s < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_{adop}}{b \cdot d} ; \sigma_s = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{bd} = \frac{100 \cdot 6.78}{30 \cdot 30} = 0.753 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} K_1 = 24.91 \\ \beta_1 = 0.8345 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{26.67 \cdot 10^6}{0.8345 \cdot 300 \cdot 6.78 \cdot 10^2} = 157.12 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = 6.307 < 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{C.V}$$

• Aux appuis :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \sigma_s < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_{adop}}{b \cdot d} ; \sigma_s = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{bd} = \frac{100 \cdot 3.39}{30 \cdot 30} = 0.379 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} K_1 = 37.63 \\ \beta_1 = 0.865 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{9.141 \cdot 10^6}{0.865 \cdot 300 \cdot 3.39 \cdot 10^2} = 103.9188 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = 2.76 < 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Donc les conditions dans le béton et l'acier sont vérifiées.}$$

d) Etat limite de déformation :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{290}{500} = 0,58 \text{ cm}$$

$$E_v = 10818,88 \text{ MPa} \quad ; \quad M_t^s = 26,67 \text{ KN.m} \quad ; \quad l = 290 \text{ cm.}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{9,23}{30 \cdot 30} = 0,102$$

$$y_1 = \frac{b \cdot h^2 / 2 + 15 \cdot A_{st} \cdot d}{b \cdot h + 15 \cdot A_{st}} = \frac{30 \cdot 35^2 / 2 + 15 \cdot 9,23 \cdot 30}{30 \cdot 35 + 15 \cdot 9,23} = 18,95 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 35 - 18,95 = 16,043 \text{ cm}$$

$$I_0 = (y_1^3 + y_2^3) \cdot \frac{b}{3} + 15 \cdot A_{st} \cdot (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = (18,95^3 + 16,043^3) \cdot \frac{30}{3} + 15 \cdot 9,23 \cdot (16,043 - 2)^2$$

$$I_0 = 136644,20 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b / d) \cdot \rho} = \frac{0,02 \cdot 2,1}{5 \cdot 0,102} = 0,823$$

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

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,102 \cdot 103,92 + 2,1} \right\} = 0,420$$

$$I_{fv} = 111698,80 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{26,67 \cdot 10^2 \cdot 290^2}{10 \cdot 10818,886 \cdot 10^3 \cdot 10^{-4} \cdot 111698,80} = 0,19$$

Donc $f = 0,19 \text{ cm} < \bar{f} = 0,58 \text{ cm}$ condition vérifiée.

➡ La flèche est admissible.

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

III.2 Les Escaliers

III.2.1 Introduction :

L'escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à l'autre d'une construction. Les escaliers constituant le bâtiment sont en béton armé coulé sur place, ils sont constitués de palier et paillasse assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques. Notre bâtiment est composé d'un escalier à trois volées pour S-sol 1 et RDC et d'un escalier à deux volées pour les étages courants.

III.2.2 Nomenclature

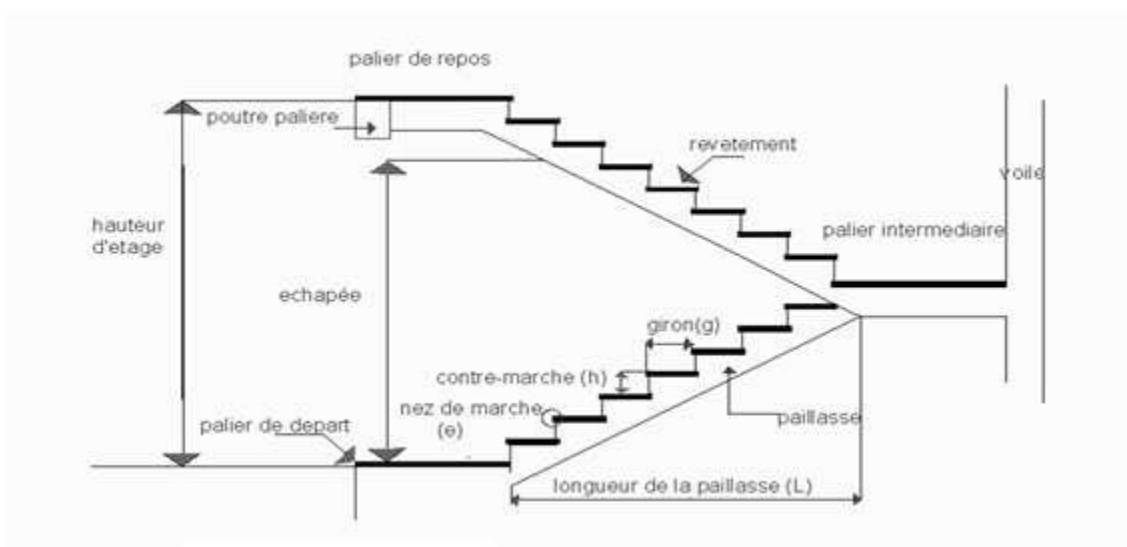


Figure III-2.1 : Coupe verticale d'un escalier.

- **La marche** : est la partie horizontale, sa forme en plan peut être rectangulaire, Trapézoïdale, arrondie, ... etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches.
- **Nez de marche** : est l'intersection de la marche et la contre marche, est parfois saillie sur la contre marche.
- **La hauteur de la marche « h »** : est la différence de niveau entre deux marches successives.
- **Le giron** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches, il y a une valeur constante, de **28 cm** au minimum.
- Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est :

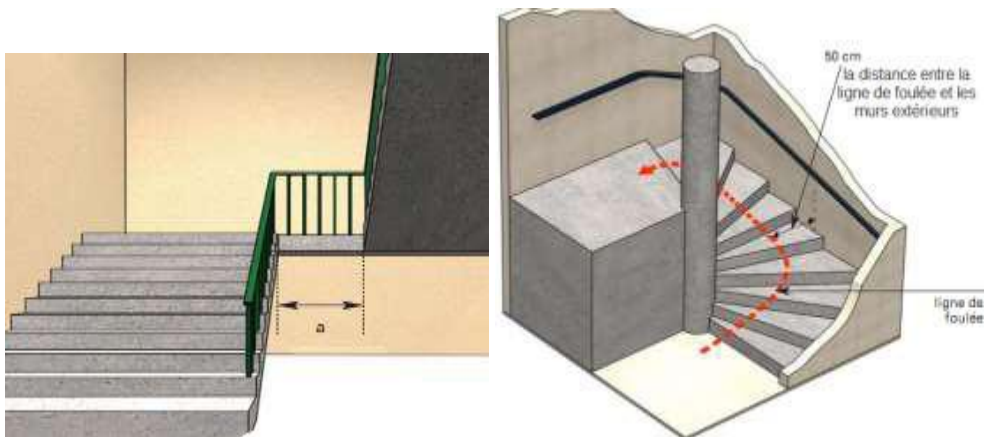
$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$$
- **Une volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs.

- **Un palier** : est la plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.

- g : Largeur de la marche.
- h : Hauteur de la contre marche.
- e : épaisseur de la paillasse et de palier.
- H : hauteur de la volée.
- l : portée de la paillasse.
- l_2 : largeur du palier.
- L_1 : longueur de la paillasse projetée.
- L : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier.

III.2.3 Différent types d'escaliers :

- Droit.
- quartier tournant bas ou haut.
- quartier tournant intermédiaire.
- quartier tournant haut et bas.
- double quartier tournant.



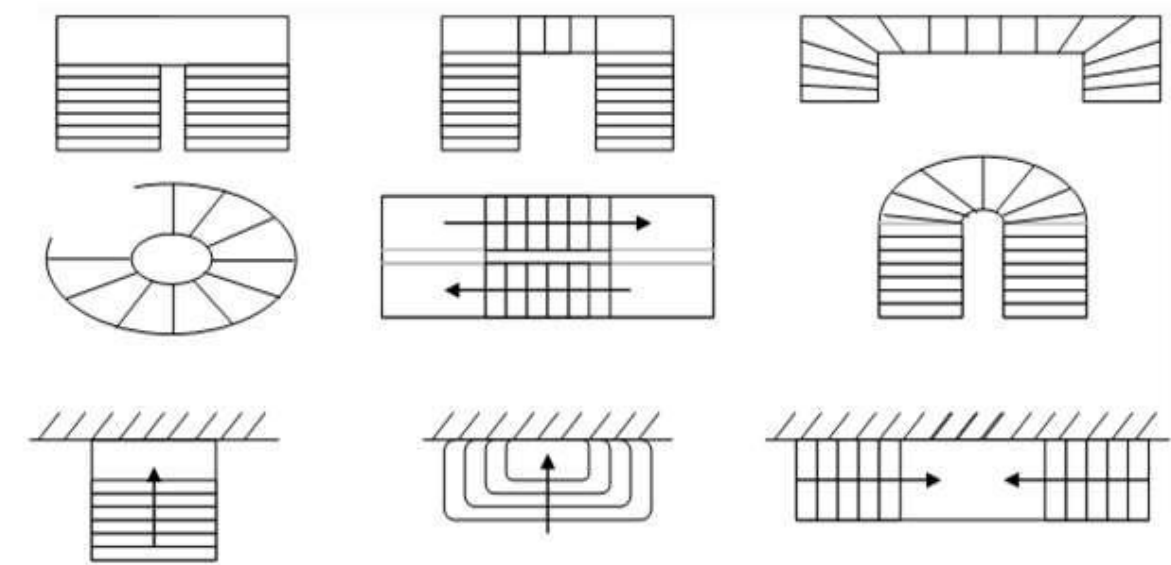


Figure III-2.2 : Différent types d'escaliers.

III.2.4 Calcul de l'escalier :

Notre escalier est constitué de trois volées, donc le calcul se fera pour la volée la plus défavorable

III.2.4.1 pré-dimensionnement

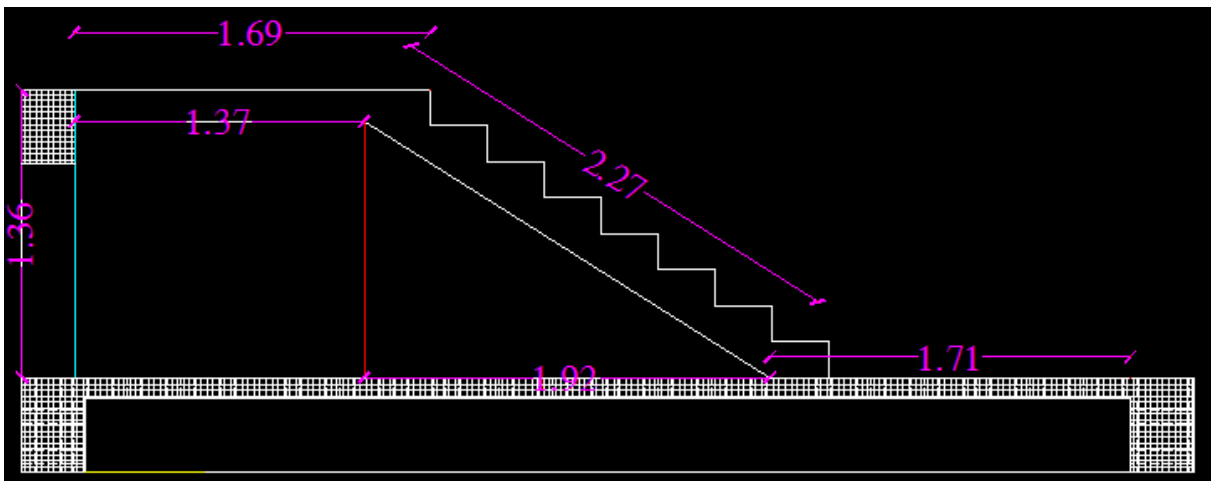


Figure III.2.3 : Coupe vertical d'une volée de l'escalier.

Le pré dimensionnement des escaliers consiste à déterminer :

- ✓ Le nombre des marches (n).
- ✓ La hauteur de la marche (h), le giron (g).
- ✓ L'épaisseur de la paillasse (e).

Les escaliers seront pré-dimensionnés suivant la formule de **BLONDEL**, en tenant compte des dimensions données sur le plan.

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$$

Pour un bâtiment à usage d'habitation : $14 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm}$
 $28 \text{ cm} \leq g \leq 36 \text{ cm}$

On prend : $h = 17 \text{ cm}$, $g = 28 \text{ cm}$

$n = H/17 = 136/17 = 8$ n : nombre des contre marches.
 $n - 1 = 8 - 1 = 7$ **marches**. $n-1$: nombre des marches.

$g = \frac{L}{n-1} = \frac{188}{7} = 27 \text{ cm}$ L : longueur de la paillasse projetée.

Vérification de la relation de BLONDEL :

D'où : $2 \times h + g = 2 \times 17 + 27 = 61 \text{ cm}$

Donc : $59 \text{ cm} \leq 2 \times 17 + 27 \leq 61 \text{ cm}$ la Condition est vérifiée.

III.2.4.2 Dimensionnement de la paillasse.

L'épaisseur de la paillasse (e_p) est donnée par la condition suivante :

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

Avec : L_0 : longueur totale entre nus d'appuis.

$$L_0 = L_1 + \frac{L_2}{\cos \alpha} + L_3$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{121}{188} = 0,64 \quad \Rightarrow \alpha = 32,21^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L}{L_v} \quad \Rightarrow L_v = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{192}{\cos 32,21} = 227 \text{ cm}$$

$$L_0 = 137 + 227 + 171 = 535 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \frac{535}{30} \leq ep \leq \frac{535}{20} \quad \Rightarrow \quad 17.83\text{cm} \leq ep \leq 26.75\text{cm}$$

Conclusion : On opte pour une paillasse d'épaisseur : $e_p=18\text{cm}$.

Nb : on prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

III.2.4.3 Calcul des sollicitations.

Le calcul s'effectuera pour une bande de (1m) d'embranchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée .En considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple

a) Charge permanente

Eléments	Poids (KN/ m ²)
-poids propre de la dalle pleine en BA	25×0,18=3,75
-poids des revêtements (sable +mortier +carrelage +enduit ciment) (0,36+0,4+0,4+0,44)	1,60
Charge permanente totale	G₁=5,35

Tab III.2.4 : Charge permanente du palier de repos.

Eléments	Poids (KN/ m ²)
-poids propre de la paillasse	(25×0,18)/cosα=5,31
-poids des marches	(25×0,18)/2=2,25
-poids des revêtements (sable+mortier+carrelage+enduit)(0,36+0,4+0,4+0,44)	1,6
Charge permanente totale	G₂=9,16

Tab III.2.5 : Charge permanente de la volée.

b) Surcharge d'exploitation.

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

$$Q_p = Q_v = 2,5 \times 1 \text{ m} = 2,5 \text{ KN/ml.}$$

c) Combinaisons de charge :

ELU : $q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1\text{m}$

Le palier : $q_{u1} = (1,35 \times 5,35 + 1,5 \times 2,5) \times 1\text{m} = 10,97 \text{ KN/ml}$

La volée : $q_{u2} = (1,35 \times 9,16 + 1,5 \times 2,5) \times 1\text{m} = 16,11 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = (G + Q) \times 1\text{m}$

Le palier : $q_{S1} = (5.35 + 2, 5) \times 1\text{m} = 7.85\text{KN/ml}$

La volée : $q_{S2} = (9.16 + 2, 5) \times 1\text{m} = 11,66\text{ KN/ml}$

Calcul des moments et effort tranchante a l'ELU:

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastree aux appuis.

Etude des paillasses

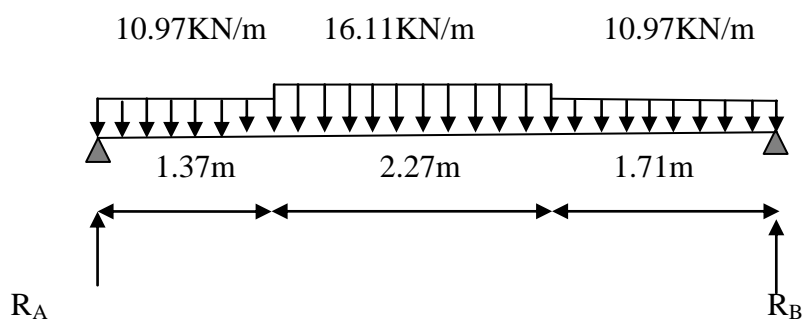


Fig III.2.6 : Diagramme de chargement de la paillasse

D'après les formules de la RDM:

$$\Sigma F = 0 ; R_A + R_B = (10,97 \times 1,37) + (16,11 \times 2,27) + (10,97 \times 1,71) = 70,35 \text{ KN}$$

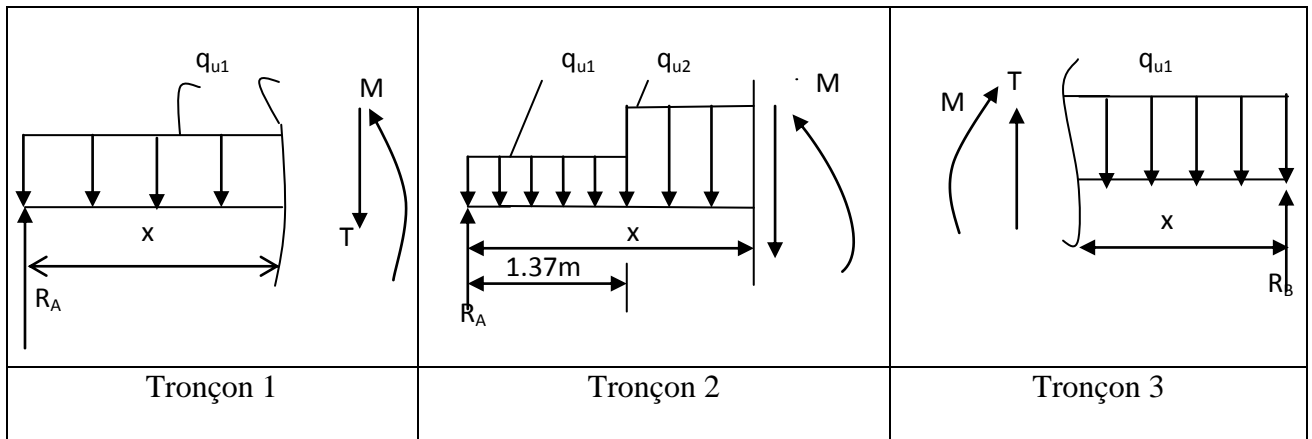
$$R_A + R_B = 70,35 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0 ; \Sigma M/B = 0$$

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow 10,97 * (1,37)^2 * \frac{1}{2} + (16,11 * 2,27) * 2,50 + 10,97 * 1,71 * 4,49 = 5,35 R_B$$

$$\text{Donc: } R_B = 34,75 \text{ KN}$$

$$R_A = 35,59 \text{ KN.}$$

**Tronçon 1** : $0 \leq x \leq 1.37$ m

$$T(x) = R_A - 10.97 x = 35.59 - 10.97x$$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = 35.59 \text{ KN} \\ x = 1.37 & T(1.37) = 20.56 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = 35.59 x - 10.97 \left(\frac{x^2}{2} \right)$$

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.37 & M(1.37) = 38.46 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tronçon 2 : $1.37 \leq x \leq 3.64$

$$T(x) = R_A - 10.97 \cdot 1.37 - 16.11 x = 35.59 - 16.11(x - 1.37) = 42.63 - 16.11x$$

$$\begin{cases} x = 1.37 & T(1.37) = 20.56 \text{ KN} \\ x = 3.64 & T(3.64) = -16 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = 42.63x - 16.11 \left(\frac{x^2}{2} \right)$$

$$\begin{cases} x = 1.37 & M(1.37) = 43.28 \text{ KN.m} \\ x = 3.64 & M(3.64) = 48.44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tronçon 3 : $0 \leq x \leq 1.73$

$$T(x) = -R_B + 10.97x = -34.75 + 10.97x$$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = -34.75 \text{ KN} \\ x = 1.71 & T(1.71) = -16 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = 34.75 x - 10.97 \left(\frac{x^2}{2}\right)$$

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.71 & M(1.71) = -43.38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Calcul du moment max:**

Tronçon (m)	Effort tranchant (Ty)	Moment fléchissant (Mz)	x(m)	T (KN)	M (KN.m)
$0 \leq X \leq 1.37$	$35.59 - 11.97x$	$35.59 x - 10.97 \left(\frac{x^2}{2}\right)$	0	35.59	0
			1.37	20.56	38.46
$1.37 \leq x \leq 3,64$	$42.63 - 16.11x$	$42.63x - 16.11 \left(\frac{x^2}{2}\right)$	1.37	20.56	43.28
			3.64	-16.00	48.44
$0 \leq X \leq 1,71$	$34.75 - 10.97x$	$-34.75 x + 10.97 \left(\frac{x^2}{2}\right)$	0	-34.75	0
			1,71	- 16.00	-43.39

Tab III.2.7 : Récapitulatif des résultats des efforts internes à l'ELU.

• **Calcul du moment max:**

$$(x) = 42.63 - 16.11x = 0$$

$$\text{La distance correspondant au moment max est : } = \frac{42.63}{16.11} = 2.64 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_{max} = 42.63 * 2.64 - 16.11 \frac{(2.64)^2}{2} = 56.40 \text{ KN.m}$$

Remarque : compte tenu du semi encastrement à l'extrémité des appuis, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau des appuis et en travée.

Les moments de calcul seront comme suite :

- $M(\text{appuis}) = -0.3 M_{max} = -0,3 \cdot 56,40 = -16,92 \text{ KNm}$
- $M_t(\text{travée}) = 0.85 M_{max} = 0,85 \cdot 56,40 = 47,94 \text{ KNm}$

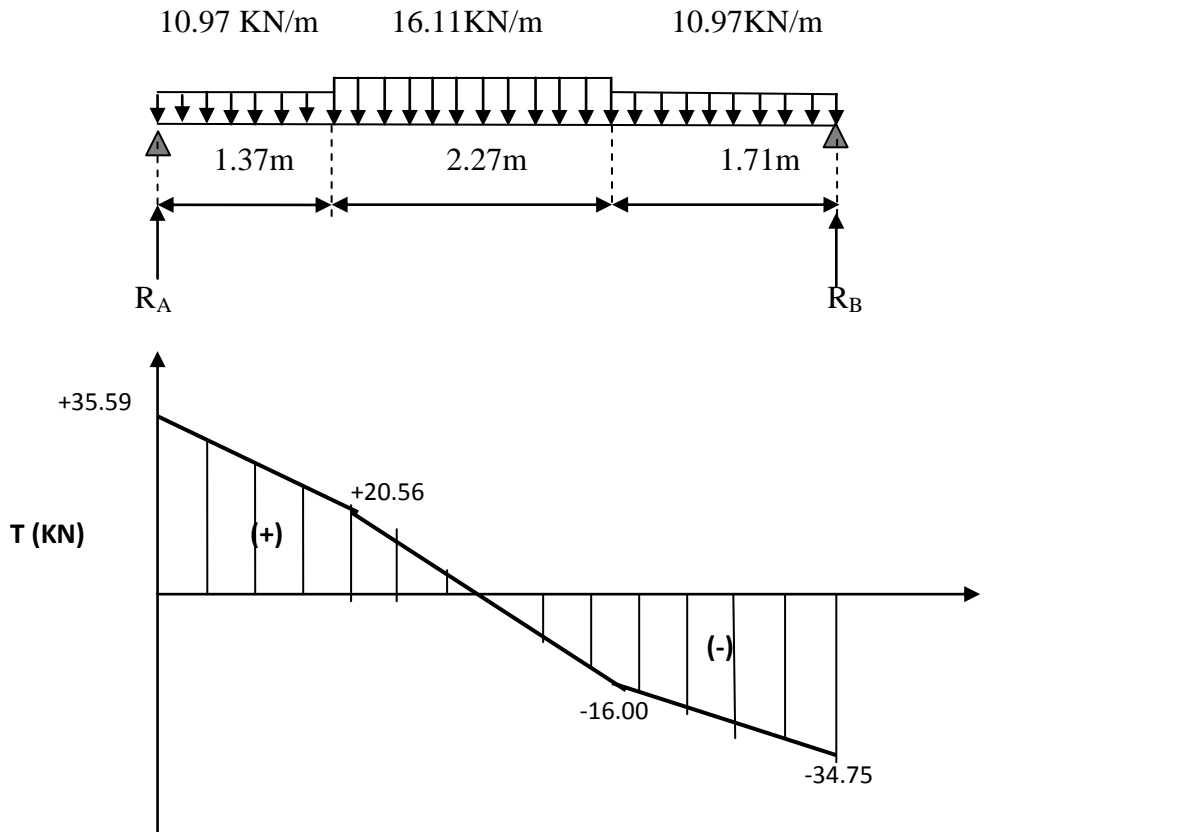


Diagramme des efforts tranchant

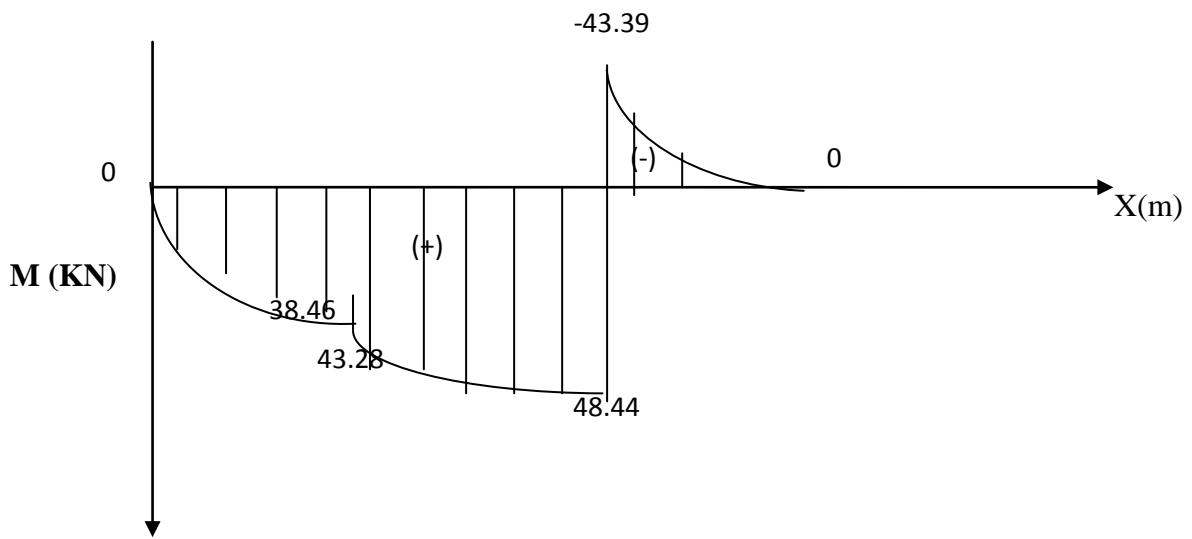
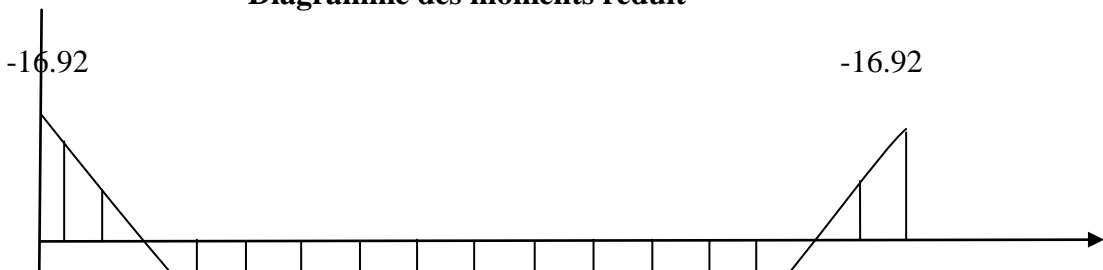


Diagramme des moments réduit



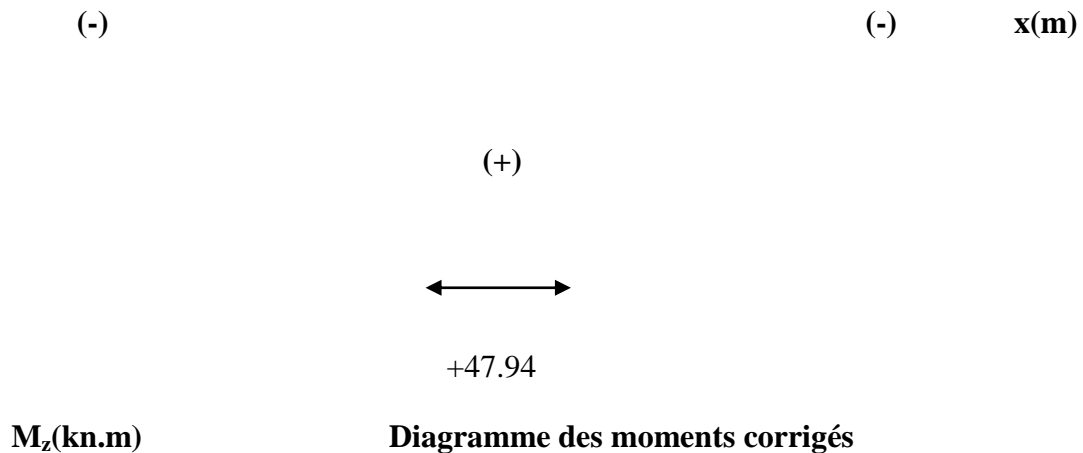


Figure III.1.8 : Diagrammes des efforts internes à l'état limite ultime ELU.

- **Calcul des armatures :**

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple pour une bande de **1 mètre**.



Fig III-2.9. Une section rectangulaire d'une bande de 1m

$$d = 16 \text{ cm} ; c = c' = 2 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

- **Aux appuis:**

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{16.92 \times 10^6}{10^3 \times 160^2 \times 14,2} = 0,0465 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A (Section simplement armé).}$$

$$\mu_b = 0,0465 \Rightarrow \beta = 0,976$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{16.92 \cdot 10^2}{0,976 \times 16 \times 34,8} = 3.11 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10 = 3,92 cm²** ; avec un espacement **St = 20cm**.

- **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{6c}} = \frac{47.94 \times 10^6}{10^3 \times 160^2 \times 14.2} = 0.131 < \mu_t = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.131 \Rightarrow \beta = 0.9295$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{47.94 \cdot 10^2}{0.9295 \times 16 \times 34.8} = 9.26 \text{ cm}^2$$

Soit : **9HA12 = 10.18 cm²** ; avec un espacement **St = 12cm**

- **Armatures de répartition :**

- **Aux appuis :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.89 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10 = 3.92cm²** ; avec un espacement
St = 20cm.

- **En travée :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{9.26}{4} = 2.31 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10 = 3.92 cm²** ; avec un espacement **St = 20cm.**

b) Vérification à l'ELU.

- ❖ **Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifier 99).**

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaille à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite.

Le ferrailage de l'escalier doit satisfaire la **C.N.F** (Condition de Non Fragilité) **$A_{st} \geq A_{st}^{min}$** .

- **Calcul de la section minimale.**

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 bd f_{t28}}{f_e}, \text{ avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_c 28 = \mathbf{2.1 MPa}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 \cdot 100 \cdot 16 \cdot 2.1 \cdot 10^2}{400 \cdot 10^2} = \mathbf{1.93 \text{ cm}^2}$$

a) Aux appuis :

$A_{adopte} = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1.93 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

b) En travée :

$A_{adopte} = 9.26 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ min}} = 1.93 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

-Vérification des espacements des barres :

-Armatures principale : $St \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Aux appuis $St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ }
 En travées $St = 12 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ } \Rightarrow Condition vérifiée.

-Armatures de répartition : $St \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.

Aux appuis $St = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ }
 En travées $St = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ } \Rightarrow Condition vérifiée.

-Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifié 99).

$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u$ Avec : $T_{max} = 35,59 \text{ KN}$

-Calcul de la contrainte de cisaillement admissible :

$\bar{\tau}_u = \min(0.15 (f_{c28} / \gamma_b) ; 4 \text{ MPa}) = \min(0.15 * (\frac{25}{1.5}) ; 4 \text{ MPa})$

$\bar{\tau}_u = \min(2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

-Calcul de la contrainte de cisaillement :

$\tau_u = T_{max} / b_0 d = 35,59 * 10^3 / (1000 * 160) = 0,222 \text{ MPa}$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement.

-Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (Art 6.1.3 BAEL 91 modifié 99).

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{sc}$ Avec : $\bar{\tau}_{sc} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 * 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9 d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$\sum U_i = n * \pi * \phi = 9 * 3,14 * 1,2 = 33,91 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9 d \Sigma U_i} = 0.728 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.728 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3, 15 \text{ MP} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

❖ **Influence de l'effort tranchant.**

- **Influence sur les aciers (Art A5.1.312 BAEL 91 modifier 99).**

$$A = (Tu + \frac{Mu}{0.9 d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (35.59 * 10^3 + \frac{16.92 * 10^6}{0.9 * 160}) * \frac{1.15}{400} = 4.40 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 5, 74 \text{ cm}^2 > A = 4.40 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Influence sur le béton (BAEL91/99 Art A 5.1.313).**

$$\frac{2T_{max}}{0.9 b_0 d} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} \text{ Avec : } T_{max} \leq \frac{0.8 f_{c28} * 0.9 b_0 d}{2 * \gamma_b} = 960 \text{ KN}$$

$$T_{max} = 35.59 \text{ KN} < 960 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifier 99).**

$$\tau_s = 0,6 \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 * (1,5)^2 * 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } l_s = \frac{\Phi f_e}{4 \tau_s} = \frac{12 * 400}{4 * 2,835} = 423,28 \text{ mm}$$

Soit $l_s = 43 \text{ cm}$

Vu que l_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4 \cdot l_s$ pour les aciers HA.

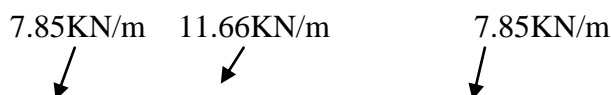
$$L_c = 0,4 l_s = 17,2 \text{ cm, donc on prend: } L_c = 18 \text{ cm}$$

III.2.4.3.2 A l'état limite de service ELS : G + Q

Le palier : $q_{s1} = (5.35 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 7.85 \text{ KN/ml}$

La volée : $q_{s2} = (9.16 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 11.66 \text{ KN/ml}$

Etude des paillasses



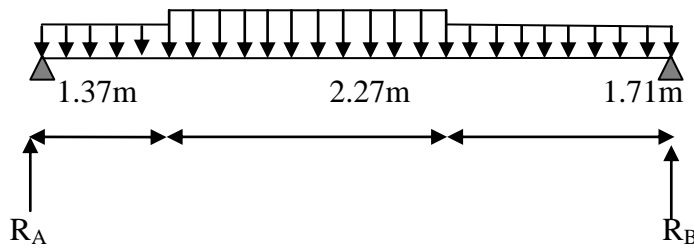


Figure III.2.10: Schéma statique des escaliers à l'ELS.

❖ Calcul des réactions d'appuis :

D'après les formules de la RDM:

$$\Sigma F = 0; \quad R_A + R_B = (7.85 \cdot 1.37) + (11.66 \cdot 2.27) + (7.85 \cdot 1.71) = 50,64 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 50.64 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow 5.35R_B - \left[(7.85 \cdot \frac{1.37^2}{2}) + 11.66 \cdot 2.27 \cdot (1.37 + \frac{2.27}{2}) + 7.85 \cdot 1.71 \cdot (\frac{1.71}{2} + 2.27 + 1.37) \right] = 0$$

Donc: $R_A = 25.60 \text{ KN}$
 $R_B = 25.04 \text{ KN}.$

Tronçon 1	Tronçon 2	Tronçon 3

Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 1.37$

$$(x) = R_A - 7.85x = 25.64 - 7.85x$$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = 25.60 \text{ KN} \\ x = 1.37 & T(1.37) = 14.88 \text{ KN} \end{cases}$$

$$(x) = 25.64x - 7.85 \left(\frac{x^2}{2} \right)$$

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.37 & M(1.37) = 27.75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tronçon 2 : $1.37 \leq x \leq 3.64$

$$(x) = R_A - 7.85 \cdot 1.37 - 11.66 (x - 1.37) = 30.82 - 11.66x$$

$$\begin{cases} x = 1.37 & (1.37) = 14.88 \text{ KN} \\ x = 3.64 & (3.64) = -11.62 \text{ KN} \end{cases}$$

$$(x) = 30.82x - 11.66 \left[\frac{x^2}{2} \right]$$

$$\begin{cases} x = 1.37 & M(1.37) = 31.28 \text{ KN.m} \\ x = 3.64 & M(3.64) = 34.93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tronçon 3 : $0 \leq x \leq 1.4$

$$(x) = -R_B + 7.85x$$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = -25.04 \text{ KN} \\ x = 1.71 & (1.71) = -11.62 \text{ KN} \end{cases}$$

$$(x) = -25.04x + 7.85 \left(\frac{x^2}{2} \right)$$

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.71 & M(1.4) = -31.34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tronçon (m)	Effort tranchant (T)	Moment fléchissant (M)	X(m)	T (KN)	M (KN.m)
$0 \leq X \leq 1.37$	$25.60 - 7.85x$	$25.6x - 7.85 \left(\frac{x^2}{2} \right)$	0	25.60	0
			1.37	14.88	27.75
$1.37 \leq X \leq 3.64$	$25.60 - 11.66x$	$25.60x - 11.66 \left(\frac{x^2}{2} \right)$	1.37	14.88	31.28
			3.64	-11.62	34.93
$0 \leq X \leq 1.4$	$-25.04 + 7.85x$	$-25.04x + 7.85 \left(\frac{x^2}{2} \right)$	0	-25.04	0
			1.71	-11.62	-31.34

Tab III.2.11 : Récapitulatif des résultats des efforts internes à l'ELS.

❖ **Calcul du moment max:**

$$(x) = 25.60 - 11.66x = 0$$

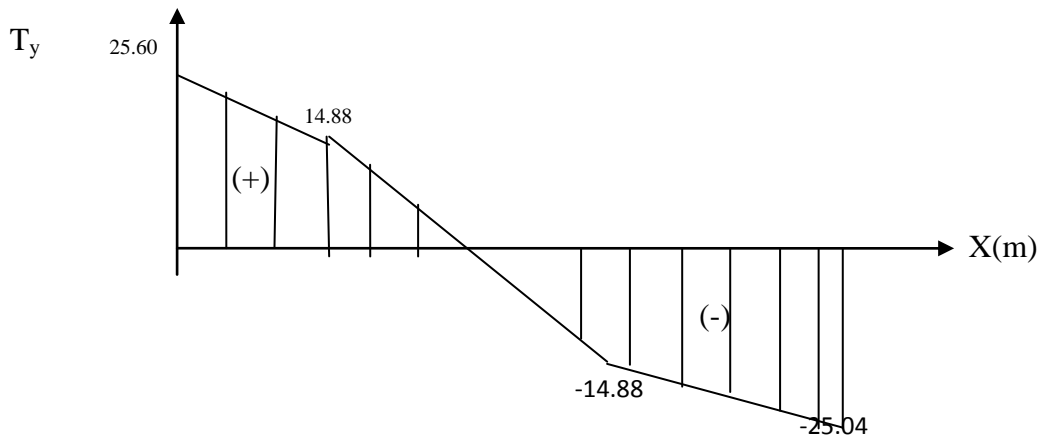
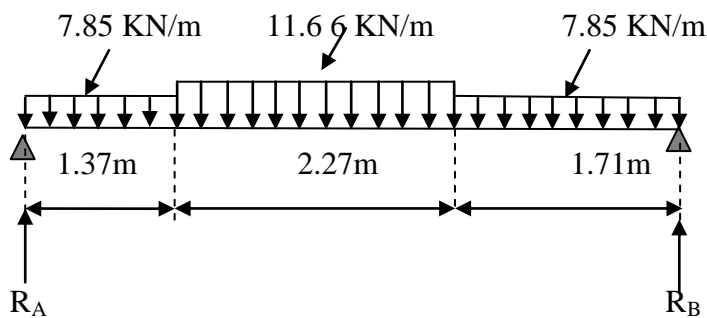
La distance correspondant au moment max est : $= \frac{25.60}{11.66} = 2.19\text{m}$

Donc : $M_{max} = 25.60x - 11.66 \left(\frac{x^2}{2}\right) = 25.60 \cdot 2.19 - 11.66 \left(\frac{(2.19)^2}{2}\right) = 28.10 \text{ KN.m}$

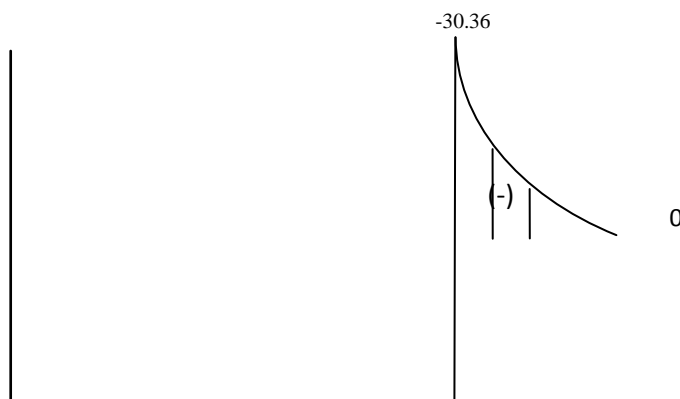
Remarque : compte tenu du semi encastrement à l'extrémité des appuis, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau des appuis et en travée.

Les moments de calcul seront comme suite :

- $M(\text{appuis}) = -0.3 M_{max} = -0,3 \times 28.10 = -8.43 \text{ KN.m}$
- $M_t(\text{travée}) = 0.85 M_{max} = 0,85 \times 28.10 = 32.31 \text{ KN.m}$



-Diagramme des efforts tranchants-



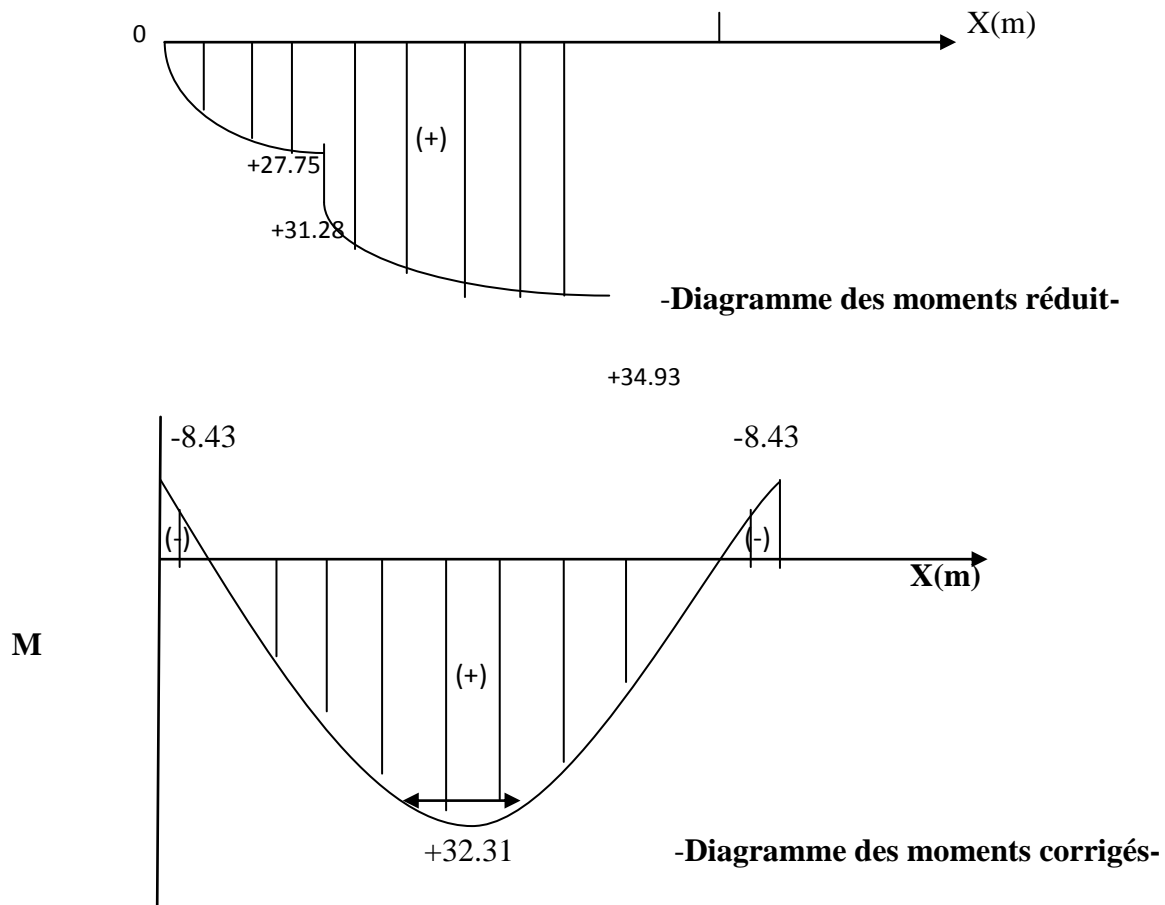


Figure III-21 : Diagrammes des efforts internes à l'état limite de service ELS.

C) Vérification à l'ELS :

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$: Dans l'acier

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$: Dans le béton

➤ Aux appuis :

❖ Vérification de la contrainte dans les aciers

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ap}}{A_{ap} \cdot \beta_1 \cdot d} \quad \text{Avec : } A_{ap} = 3.92 \text{ cm}^2 ; M_{Ap} = 8.43 \text{ KN.m} ; d = 16 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \cdot A_{ap}}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 3.92}{100 \cdot 16} = 0.245$$

$$\text{D'où } \begin{cases} K_1 = 48,29 \\ \beta_1 = 0,921 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{8.43 \times 10^3}{3.92 \times 0.921 \times 16} = 145,93 \text{ MPa} \text{ et } \bar{\sigma}_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 145,93 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$ Condition est vérifiée.

❖ **Vérification de la contrainte dans le béton.**

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \text{ Avec : } K = 1/K_1 = 1/48,29 = 0.0207$$

$$\sigma_{bc} = 0.0207 \times 145.93 = 3.0213 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 3,021 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition est vérifiée

➤ **En travée :**

❖ **Vérification de la contrainte dans les aciers**

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} \text{ Avec } A_t = 9.26 \text{ cm}^2 ; M_t = 32.31 \text{ KN.m} ; d = 16 \text{ cm}$$

Et β_1 est en fonction de : $\rho = \frac{100 \times A_{Ap}}{b \times d} = \frac{100 \times 9.26}{100 \times 18} = 0.514$ d'ou $\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 31.29 \\ \beta = 0.891 \end{array} \right.$

$$\sigma_{st} = \frac{32.31 \times 10^3}{9.26 \times 0.891 \times 16} = 244.75 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots \text{condition vérifier}$$

❖ **Vérification de la contrainte dans le béton.**

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \text{ Avec : } K = 1/K_1 = 1/31.29 = 0,0319$$

$$\sigma_{bc} = 0,0319 \times 244.75 = 7,83 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 7.93 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifier

c) Vérification de la flèche

Les règles (Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99) précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour une poutre associées au hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \text{Avec : } h = 17 \text{ cm : hauteur totale,} \\ L = 5.35 \text{ m : portée entre nus d'appuis,}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$$

M_t : moment maximum en travée,

M_0 : valeur maximum du moment isostatique,

$$\frac{A}{bd} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

A : section des armatures,

b : longueur de la section,

h : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{17}{535} = 0.0317 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

D'où il faut calculer la flèche.

❖ Calcul de la flèche

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s L^4}{E_v I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{Avec : } q_s = \mathbf{11,66 \text{ KN/ml}}$$

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_c 28} = 3700^3 \sqrt{f_c 28} = \mathbf{10818,86 \text{ MPa}}$$

I : moment d'inertie de la section homogénéisée

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_{sr} (V_2 - c)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{16533,50}{1838,91} = 9 \text{ cm}$$

$$S_{xx} : \text{Moment statique} \quad S_{/xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 A_t d$$

$$S_{/xx} = \left[\frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 9.26 \times 15 \right] = 16533,50 \text{ cm}^3$$

Et B_0 : surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 A_t = (100 \times 17) + 15 \times 9.26 = 1838.91 \text{ cm}^2$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8.99 = 8 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (9^3 + 8^3) + 15 [9.26(9-2)^2] = 48172.76 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 11,66 \times (5.35)^4 \times 10^3}{384 \times 10818,86 \times 48172.76 \times 10^{-2}} = 0,0238 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{535}{500} = 1.07$$

$f = 0.0238 < f^- = 1.07$ Condition vérifiée.

Conclusion :

- **Aux appuis :**

- ❖ Armatures principale : **5HA10** espacement = **20 cm**
- ❖ Armatures de répartition : **5HA10** espacement = **20 cm**

- **En travée :**

- ❖ Armatures principale : **9HA12** espacement = **12 cm**
- ❖ Armatures de répartition : **5HA10** espacement = **20 cm**

III.4. ETUDE DE LA TOITURE :**III.4.1 Introduction :**

La charpente est l'ensemble des pièces en bois (panne, chevrons, liteaux...) qui portent la couverture, les charpentes présentent diverses formes et différentes pentes d'inclinaison suivant les régions et les types de couverture.

Notre bâtiment comporte une charpente en bois qui supporte une couverture en tuiles mécanique, elle représente deux versants inclinée de 26.56° .

III.4.2 Détermination des charges : (DTR BC.2.2)

- **Charge permanente :** Poids propre des tuiles et des liteaux : $G_t = 0.45 \text{ KN/m}^2$
Poids propre des pannes et des chevrons : $G_p = 0,1 \text{ KN/m}^2$
 $\Rightarrow G = G_t + G_p = 0,45 + 0,1 = 0,55 \text{ KN/m}^2$
- **Charge d'exploitation :** Poids de la neige : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$
- **Combinaison des charges :**
 - **A l'état limite ultime ELU :** $q_u = 1,35G + 1,5Q = 2.24 \text{ KN/m}^2$
 - **A l'état limite de service ELS :** $q_s = G + Q = 1.55 \text{ KN/m}^2$

Choix des sections :

Le choix de section des éléments sont conditionnés par le marché, c'est pour cela que notre choix se portera sur les sections les plus commercialisées.

On adoptera les sections suivantes :

- Les pannes (120 x 250) mm²
- Les chevrons (40 x 60) mm²
- Les liteaux (30 x 30) mm²

III.4.3 Calcul des éléments de la toiture :**III.4.3.1 Calcul des pannes****a) Définition :**

Les pannes sont des pièces de bois horizontales appuyées sur les poutres, elles portent les chevrons. On distingue trois types de panne :

- La panne faîtière
- Les pannes sablières
- Les pannes intermédiaires (pannes courantes)

b) Efforts revenant aux pannes :

- Espacement des pannes est prise égal à $e_p = 1 \text{ m}$.

- La portée des pannes est de $l = 4.63 \text{ m}$.

$$\Rightarrow q_p = q_u * e_p = 2,24 * 1 = 2,24 \text{ KN/ml}$$

c) Dimensionnement de la panne :

La panne est considérée comme une poutre simplement appuyée sur ses extrémités, elle travaille en flexion déviée sous la charge q_p :

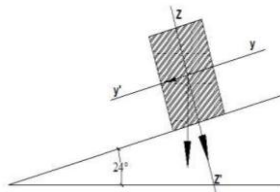


Figure III-34 : Disposition des pannes sur les poutres.

d) Détermination de , qz :

Suivant l'axe yy : $qy = qp \sin \alpha = 2,24 \sin 26.56 = 1 \text{ KN/ml}$

Suivant l'axe zz : $qz = qp \cos \alpha = 2,24 \cos 26.56 = 2 \text{ KN/ml}$

e) Moment fléchissant :

Suivant yy : $M_{fy} = q_{pz} \frac{l^2}{8} = 2 * \frac{4.63^2}{8} = 5.29 \text{ KN.m}$

Suivant zz : $M_{fz} = q_{py} \frac{l^2}{8} = 1 * \frac{4.63^2}{8} = 2.65 \text{ KN.m}$

f) Vérification des contraintes :

$\sigma f \leq \bar{\sigma f}$, avec : $\sigma f = M_{fy} * v I_{yy} + M_{fz} * v I_{zz}$

Le bois utilisé est le bois de Sapin de catégorie « I » et d'après les règles **CB71** la contrainte admissible est : $\bar{\sigma f} = 142 \text{ daN/cm}^2$

g) Calcul des modules de résistance :

$$W_y = \frac{I_{yy}}{v} = \frac{bh^3}{h/2} = \frac{bh^2}{6} = \frac{12 * 25^2}{6} = 1250 \text{ cm}^3$$

$$W_z = \frac{I_{zz}}{v} = \frac{bh^3}{h/2} = \frac{bh^2}{6} = \frac{25 * 12^2}{6} = 600 \text{ cm}^3$$

$$\sigma f = \frac{5.29 * 10^4}{1250} + \frac{2.65 * 10^4}{600} = 86.50 \text{ daN/cm}^2$$

$\sigma f = 86.50 \text{ daN/cm}^2 \leq \bar{\sigma f} = 142 \text{ daN/cm}^2$ Condition vérifiée

h) Vérification de la flèche -DTR C2.46 chapitre 4.31 (Art 4.9.62 /CB71)- :

La vérification de la flèche se fera sous la combinaison suivante **G+Q** :

- La flèche admissible de la panne est : $f^- = \frac{l_p}{300} = \frac{463}{300} = 1.56 \text{ cm}$

- La flèche réelle est donnée par cette formule : $f = \frac{5 * \sigma_f * l_p^2}{48 * E_f * \frac{h}{2}}$

$$E_f = 11000 \sqrt{\sigma_f} = 11000 \sqrt{142} = 131080, 128 \text{ daN/cm}^2$$

$$f = \frac{5 * 86.50 * 463^2}{48 * 131080.128 * 12.5}$$

$f = 1.163 \text{ cm} < f^- = 1.56 \text{ cm}$ La flèche est vérifiée.

La section de la panne est admissible.

III.4.3.2 Calcul des chevrons :

Le calcul se fera en flexion simple sous la charge **q**, le chevron étant considéré comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

a) Efforts revenant aux chevrons :

- Espacement des chevrons est prise égal à $e_p = 40 \text{ cm}$.

- La portée des chevrons est de $l = 1 \text{ m}$.

$$Gc = bh * \rho, \text{ avec } \rho_{\text{bois}} = 6.5 \text{ KN/m}^3$$

$$Gc = (0,04 \times 0,06) \times 6,5 = 0.0156 \text{ KN/ml}$$

$$G = Gc + Glit = (0,04 \times 0,06) \times 6,5 + 0,45 \times 0,4 = 0, 324 \text{ KN/ml}$$

$$qc = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 0,324 + 1,5 \times 0,4 \times 1 = 1, 04 \text{ KN/ml}$$

b) Dimensionnement de chevron :

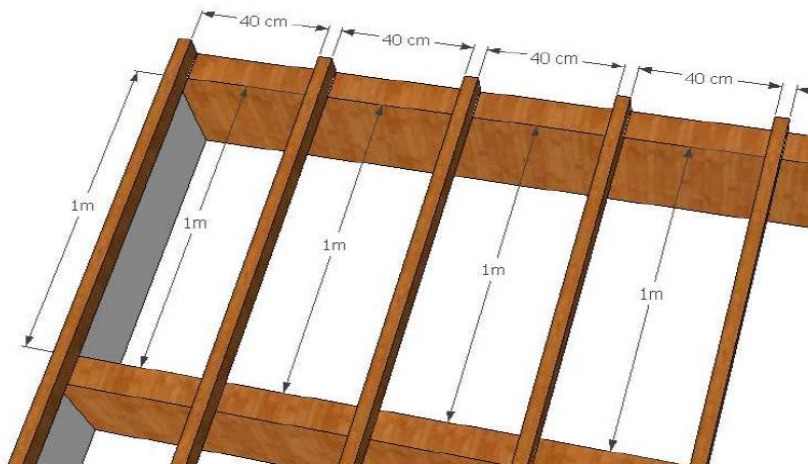


Figure III-36 : Disposition des chevrons sur les pannes.

c) Détermination des Moments fléchissant :

$$M_0 = q_c \frac{l_c^2}{8} = 1.04 * \frac{1^2}{8} = 0.13 \text{ KNm}$$

Sachant que les appuis sont déformables et en tenant compte de la continuité au niveau de ceux-ci les moments en travées ainsi qu'aux appuis :

- Aux appuis : $M_f^a = 0,8 M_0 = 0,8 \times 0,13 = \mathbf{0,104 \text{ KN m}}$
- En travée : $M_f^t = 0,66 M_0 = 0,66 \times 0,13 = \mathbf{0,086 \text{ KN m}}$

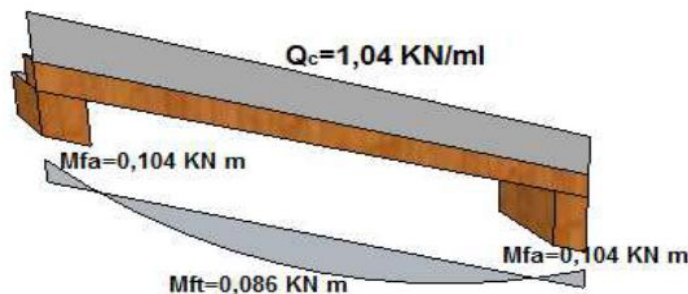


Figure III-37 : Diagrammes des moments fléchissant sur les chevrons.

d) Vérification des contraintes :

$$\sigma_f \leq \bar{\sigma}_f, \text{ Avec : } \sigma_f = \frac{M_f \cdot v}{I}$$

Et la contrainte admissible est $\bar{\sigma}_f = \mathbf{142 \text{ daN/cm}^2}$

e) Calcul des modules de résistance :

$$W = \frac{I}{v} = \frac{bh^2}{6} = \frac{4 \cdot 6^2}{6} = 24 \text{ cm}^3$$

- Aux appuis :

$$\sigma_f^a = \frac{M_f^a}{W} = \frac{0.104 \cdot 10^4}{24} = 43.33 \text{ daN/cm}^2$$

$\sigma_f^a = \mathbf{43,33 \text{ daN/cm}^2} \leq \bar{\sigma}_f = \mathbf{142 \text{ daN/cm}^2}$ La condition est vérifiée.

- **En travée :**

$$\sigma_f^t = \frac{M_f^t}{W} = \frac{0.086 \cdot 10^4}{24} = 35.83 \text{ daN/cm}^2$$

$\sigma_f^t = 35,83 \text{ daN/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$ La condition est vérifiée.

f) Vérification de la flèche :

Selon les règlements **CB71** la valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant directement les éléments de couverture (tuiles, liteaux, chevrons).

- La flèche admissible des chevrons est $f^- = \frac{l_c}{200} = \frac{100}{200} = 0.50 \text{ cm}$

- La flèche réelle est donnée par cette formule : $f = \frac{5\sigma_f l_c}{48E_f h/2}$

$$E_f = 11000 \sqrt{\bar{\sigma}_f} = 11000 \sqrt{142} = 131080128 \text{ daN/cm}^2.$$

• **Aux appuis :**

$$f_a^- = \frac{5 \cdot 43.33 \cdot 100^2}{48 \cdot 131080.128 \cdot 6/2} = 0.12 \text{ cm}$$

→ $f = 0,12 \text{ cm} < f^- = 0,50 \text{ cm}$ La flèche est vérifiée aux appuis.

• **En travée :**

$$f_t^- = \frac{5 \cdot 35.83 \cdot 100^2}{48 \cdot 131080.128 \cdot 6/2} = 0.095 \text{ cm}$$

→ $f = 0,095 \text{ cm} < f^- = 0,50 \text{ cm}$ La flèche est vérifiée en travée.

III.4.3.2 Calcul des liteaux :

Le calcul des liteaux se fera en flexion déviée.

- **ELU :** $qu = 1,35G + 1,5Q = 1,53 \times 0,45 + 1,5 \times 1 = 2,10 \text{ KN/m}^2$

- **ELS :** $qs = G + Q = 0,45 + 1 = 1,45 \text{ KN/m}^2$

a) Efforts revenant aux liteaux :

- Espacement des liteaux est prise égal à $e_1 = 32 \text{ cm}$.

- La portée des liteaux est de $l = 40 \text{ cm}$.

$$q_l = q_u \times e_1 = 2,10 \times 0,32 = 0,672 \text{ KN/ml}$$

b) Dimensionnement des liteaux :



Figure III-38 : Disposition des liteaux sur les chevrons.

c) Détermination de qz :

- Suivant l'axe yy : $qly = ql \sin \alpha = 0,672 \sin 24 = \mathbf{0, 273 KN/ml}$
- Suivant l'axe zz : $qlz = ql \cos \alpha = 0,672 \cos 24 = \mathbf{0, 613 KN/ml}$

d) Moments de flexion :

- Suivant l'axe yy : $Mfy = q_l^z \frac{L_1^2}{8} = 0.613 * \frac{0.4^2}{8} = 0.01226 \text{ KNm}$
- Suivant l'axe zz : $Mfz = q_l^y \frac{L_1^2}{8} = 0.273 * \frac{0.4^2}{8} = 0.00546 \text{ KNm}$

e) Vérification des contraintes :

$$\sigma_f \leq \bar{\sigma}_f, \text{ Avec : } \sigma_f = \frac{M_f^y * v}{I_{yy}} + \frac{M_f^z * v}{I_{zz}}$$

La contrainte admissible est $\bar{\sigma}_f = \mathbf{142 daN/cm^2}$

f) Calcul le module de résistance :

$$W = \frac{I}{v} = \frac{bh^2}{6} = \frac{3*3^2}{6} = 4.5 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_f = \frac{(0.01226+0.00546)*10^4}{4.5} = 39.37 \text{ daN/cm}^2$$

$\sigma_f = \mathbf{39, 37 daN/cm^2} \leq \bar{\sigma}_f = \mathbf{142 daN/cm^2}$ La condition est vérifiée.

g) Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche se fera sous la combinaison suivante $G+Q$

- La flèche admissible des liteaux est $f^- = \frac{l_1}{200} = \frac{40}{200} = 0.20 \text{ cm}$

- La flèche réelle est donnée par cette formule : $f = \frac{5\sigma_f l_1}{48E_f h/2}$

$$E_f = 11000 \sqrt{\sigma_f} = 11000 \sqrt{142} = 131080128 \text{ daN/cm}^2.$$

$$f_a = \frac{5*39.37*40^2}{48*131080.128*3/2} = 0.033 \text{ cm}$$

➔ $f = \mathbf{0,033 cm} < f^- = \mathbf{0, 50 cm}$ La flèche est vérifiée aux appuis.

III.4.4 Assemblage de la charpente :

Un assemblage doit être en mesure de transmettre les sollicitations calculées (effort tranchant, moment fléchissant.....), entre les éléments de la toiture.

III.4.4.1 Types d'assemblages :

- Liaison par contact bois sur bois transmettant essentiellement des efforts de compression, il s'agit d'un assemblage dit « traditionnels ».
- Liaison par organes d'assemblage : les organes d'assemblages comprennent notamment les organes de type tige, pointes, boulons, broches, vis ... etc.
- Assemblage collés.

Dans notre projet nous optons pour un assemblage cloué, et donc l'assemblage des charpentes traditionnelles.

Assemblage Cloué (traditionnels) : règles de calcul et de conception des charpentes en bois**CB71/ Juin 84 Art 4,62-12**

Les assemblages traditionnels fonctionnent en mobilisant le contacte bois sur bois et le frottement dans la zone d'assemblage. Ils permettent principalement d'assurer la transmission des efforts de compression.

Art 4.62-12 C.B/71/Juin 84 : Il y'a intérêt pour éviter le fendage de prendre les précautions suivantes :

- Diminuer le nombre de cloue sur les fils.
- Commencer l'enfoncement des clous par les files extérieures et par les clous d'ordre pair.
- L'usage de clous à pointes coupées ou écrasées limite les risques de fendage, mais diminue la force portante des clous.

Le diamètre des pointes à utiliser sont en fonction des facteurs suivants :

- Epaisseur de la pièce la plus mince.
- Humidité du bois au moment de la fabrication.
- Dureté du bois en œuvre.

Le diamètre « d » des pointes doit être faible que possible et ne pas dépasser les valeurs suivantes :

	Epaisseur (mm)	Diamètre (mm)
Bois tendre et bois frais de sciage	$e \leq 30$	$d \leq \frac{e}{7}$
	$e > 30$	$d \leq \frac{e}{9}$
Bois dure et bois sec	$e \leq 30$	$d \leq \frac{e}{9}$
	$e > 30$	$d \leq \frac{e}{11}$

Tab III-10 : Diamètre des clous selon le type de bois utilisé.

e : épaisseur de la pièce.

d : diamètre des clous

- Diamètre des clous qui seront utilisés pour les liteaux et les chevrons est :

$$d \leq \frac{30}{7} = 4.28 \text{ mm}$$

Remarque :

- L'évacuation des eaux seront assurées par des gouttières qui sont prévues sur les rives de la toiture.
- Il est déconseillé de clouer sur un bois humide.

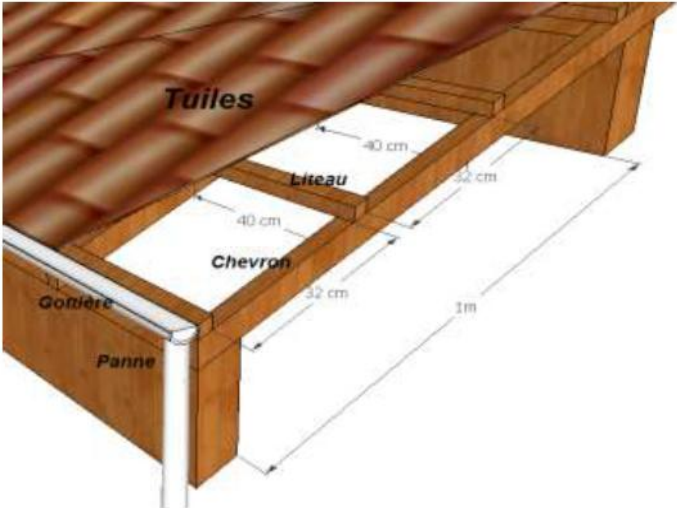


Figure III-39 : Disposition des différents éléments de la toiture.

Chapitre IV : Modélisation et vérification**IV.1 Introduction :**

Les forces horizontales agissantes sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur en génie parasismique. Connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages.

IV.2- Choix de la méthode de calcul : En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le RPA99/versi2003 prévoit d'utiliser soit :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.2.1- Méthode Statique Equivalente (MSE):**•Principe de la méthode :**

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

•Conditions d'application de la MSE :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

✓ Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec :

$H \leq 65$ m en zones I, II_a, II_b.

$H \leq 30$ m en zone III.

✓ Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le [RPA99v2003 /A.4.1.] en plus de la hauteur limitée.

Remarque

La structure ne répond pas aux conditions exigées par le RPA pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente, alors le calcul se fera par la méthode dynamique modale spectrale.

IV.2.2-Méthode dynamique 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.

•Principe de la méthode dynamique modale :

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

• Les hypothèses :

- les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres) ;
- seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
- les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans ;
- le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse totale.

IV.2.3- Exposé de la méthode

On recherche pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse. Ces effets sont ensuite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV-2.4 Vérification de la période :**❖ Estimation de la période fondamentale de la structure :**

- * La valeur de la période fondamentale (**T**) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculer par des méthodes analytiques ou numériques.
- * La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \times h_N^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par le tableau (4.6) du RPA 99.

Avec : C_T = 0.05

Remarque : Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doit pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 %.

Donc : $T = 0.05(36.39)^{3/4} = 0.75$ seconde

Après majoration de la période de 30% $T = 1.35 * 0.75 = 1.02$ s

$T_{\text{logiciel}} \leq 1.35 T_{\text{MSE}}$

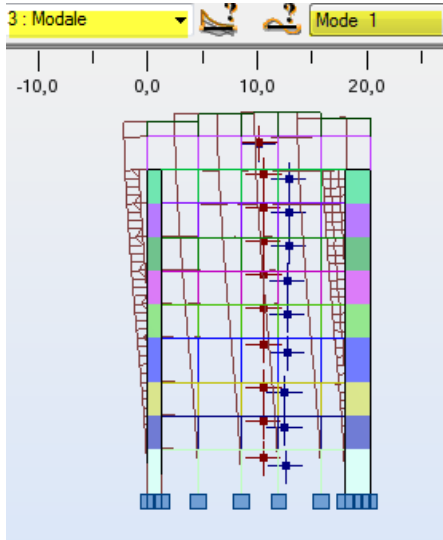
-La période analytique tiré des tableaux donné par le logiciel rebot :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
3/ 1	1,03	0,97	72,34	0,63
3/ 2	1,55	0,65	0,72	66,95
3/ 3	1,86	0,54	0,10	0,82

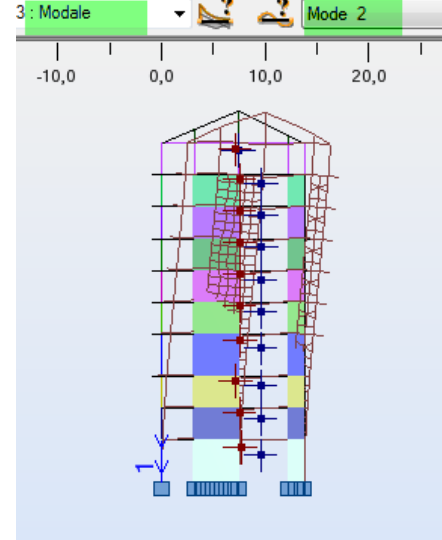
Tableau IV -1 Période et participation massique

Note : $T_{logiciel}=0.97\text{ s} < T_{empirique}=1.02\text{ s}$ Condition vérifier

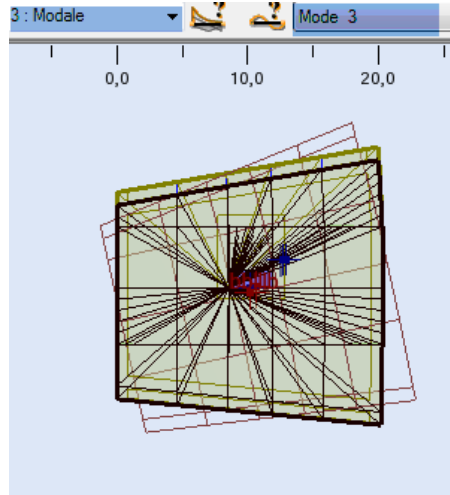
Mode 1 : Translation suivant XX



Mode 2 : Translation suivant YY



Mode 3 : Rotation suivant ZZ



IV.2.5 Nombre de modes considérés (masse participante) Art 4.3.4 RPA99/V03 :

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.
- 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 notre cas le pourcentage de la masse participante est atteint au **63^{ème}** mode dans les deux directions.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
3/ 62	14,22	0,07	94,59	89,96
3/ 63	14,29	0,07	94,65	90,45
3/ 64	14,37	0,07	94,66	90,65
3/ 65	14,45	0,07	94,68	90,65

Tableau IV.2 : pourcentage de la masse participante donnée par Robot.

IV.2.6 Effort tranchant à la base (Art 4.3.6 du RPA 99/ version 2003) :

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 déterminée par la méthode statique équivalente V_{mse} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$V_t > 0.8 V_{mse}$ avec :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

Et $V_t^x = 1505.38$ KN à partir des tableaux données par Robot

$V_t^y = 1795.58$ KN

Noeud/Cas/Mode	FX [kN]	FY [kN]
Cas	4 - Ex masses_X	
Mode CQC		
Somme totale	1505,38	569,27
Somme réactions	1436,99	198,22
Somme efforts	1437,01	198,22
Vérification	2873,99	396,44
Précision	1,92511e-001	2,99755e-002
Cas	5 - Ey-masses_Y	
Mode CQC		
Somme totale	455,28	1795,58
Somme réactions	198,20	1768,57
Somme efforts	198,20	1768,57
Vérification	396,41	3537,14
Précision	1,97880e-001	2,99755e-002

Tableau IV.3 : effort tranchant a la base donnée par Robot

-Si $V_t < 0.8 V_{mse}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements,

moments,...) dans le rapport ($0.8V_{mse}/V_t$)

- Avec : **A=0.15, R=5** et

Critères à vérifier	P _q (pénalité)
Condition minimale sur les files de contreventement	0
Redondance en plan	0
Régularité en plan	0.05
Régularité en élévation	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0
Q=1+∑P_q	1.05

- **W** : la masse total de la structure donnée par Robot **W=4055300,64 kg=40553 KN**

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Tot.mas.UX [kg]
3/ 1	1,03	0,97	4055300,63
3/ 2	1,55	0,65	4055300,63
3/ 3	1,86	0,54	4055300,63

- **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{avec } T \geq 3s \end{cases} \quad \text{Avec } \mathbf{D} \leq \mathbf{2.5}$$

T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site (**TAB.4.7,RPA99/V03**)

T₂=0.5 s site S3

T : la période analytique de la structure donnée par Robot : **T_{mode1}=0,97 s**

T_{mode2}=0.65 s

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \varepsilon}} \geq 0.7 \quad \dots\dots\dots\text{et } \varepsilon=10\%$$

AN : η=0.76 >0.7CV

et **T₂=0.5 s < T_{mode1}, t_{mode2} < 3 s**

D'où **D_x=2.5η(T₂/T)^{2/3}=2,5*0.76*(0.5/0.97)^{2/3}=1.23 <2.5**

D_y=2.5η(T₂/T)^{2/3}=2.5*0.76*(0.5/0.65)^{2/3}=1.60 <2.5

L'équation de l'effort tranchant à la base nous donne :

$$V_x = \frac{0.15 \times 1.23 \times 1.05}{5} \cdot 40553 = 1571.22 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0.15 \times 1.60 \times 1.05}{5} \cdot 40553 = 2043.87 \text{ KN}$$

$V_{mse}^x = 0.8 \times 1571.22 = 1256.97 \text{ KN} < V_{log} = 1505.38 \text{ KN}$Condition vérifiée

$V_{mse}^y = 0.8 \times 2043.87 = 1635.10 \text{ KN} < V_{log} = 1735.10 \text{ KN}$Condition vérifiée

On peut conclure que la condition de l'effort tranchant à la base est vérifiée.

V.3.5 Déplacement inter-étages (déplacement des nœuds) Art 5.10 RPA 99/version 2003.

D'après le RPA 99/2003, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\Delta k = |\delta_k - \delta_{k-1}| \text{ avec } \Delta k \leq 0.01 x h_{\text{etage}} \text{ (1\% de la hauteur d'étage)}$$

δ_k : Déplacement dû aux forces sismiques **Fi** (y compris l'effet de torsion).

- **Suivant Ex :**

Niveau	Déplacement des niveaux		$\delta_k - \delta_{k-1}$ [cm]	Hauteur de l'étage ($h_{\text{étage}}$) [cm]	0.01x h_e [cm]	Vérification $\delta_k - \delta_{k-1}$ \leq 0.01x h_e
	Max UX [cm]	Max UY [cm]				
Ssol 1	0.1	0.0	0.1	408	4.08	Condition vérifiée
Ssol 2	0.2	0.0	0.1	306	3.06	Condition vérifiée
Ssol 3	0.4	0.1	0.2	306	3.06	Condition vérifiée
RDC	0.7	0.1	0.3	408	4.08	Condition vérifiée
Etage 1	0.9	0.1	0.2	306	3.06	Condition vérifiée
Etage 2	1.1	0.1	0.2	306	3.06	Condition vérifiée
Etage 3	1.2	0.2	0.1	306	3.06	Condition vérifiée
Etage 4	1.4	0.2	0.2	306	3.06	Condition vérifiée
Etage 5	1.5	0.2	0.1	306	3.06	Condition vérifiée
Etage 6	1.6	0.3	0.1	306	3.06	Condition vérifiée

Tableau IV 4 : Vérification des déplacements inter-étages (sens Ex).

- **Suivant Ey :**

Niveau	Déplacement des niveaux		$ \delta_k - \delta_{k-1} $ [cm]	Hauteur de l'étage ($h_{\text{étage}}$) [cm]	$0.01xh_e$ [cm]	Vérification $ \delta_k - \delta_{k-1} \leq 0.01xh_e$
	Max UX [cm]	Max UY [cm]				
S-Sol 1	0.0	0.0	0.1	408	4.08	Condition vérifiée
S-Sol 2	0.0	0.1	0.1	306	3.06	Condition vérifiée
S-Sol 3	0.1	0.2	0.1	306	3.06	Condition vérifiée
RDC	0.1	0.3	0.1	408	4.08	Condition vérifiée
Etage 1	0.1	0.4	0.1	306	3.06	Condition vérifiée
Etage 2	0.1	0.6	0.2	306	3.06	Condition vérifiée
Etage 3	0.2	0.7	0.1	306	3.06	Condition vérifiée
Etage 4	0.2	0.8	0.1	306	3.06	Condition vérifiée
Etage 5	0.2	0.9	0.1	306	3.06	Condition vérifiée
Etage 6	0.2	1.0	0.1	306	3.06	Condition vérifiée

Tableau IV 5 : Vérification des déplacements inter-étages (sens Ey)

Les déplacements relatifs de tous les niveaux dans les deux directions sont inférieurs aux déplacements admissibles.

IV-6 Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta (Art 5-9) :

L'effet **P-Delta** est un effet non linéaire (**de second ordre**) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (**P**) et le **déplacement (Delta)**.

La valeur de l'effet P-delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée **négligeable** et donc **ignoré** dans le calcul.

Il y'a deux types d'effet P-Delta :

Le grand effet P- Δ : Correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.

Le petit effet P- δ : Au niveau des éléments de la structure.

Le **RPA99/03** ne préconise que les effets du 2^{ème} ordre ou les effets P-Delta peuvent **être négligés** dans le cas des bâtiments si la condition suivante est **satisfaite** à tous les niveaux, **Si** :

Si : $\theta_k < 0.10$: les effets du 2^{ème} ordre **sont négligés**

Et si : $0.10 < \theta_k < 0.20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$.

$\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times H_k}$$

Avec : P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

H_k : Hauteur de l'étage 'K'.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	P_k [KN]	h_k [m]	Sens X-X				Observation
			δ_k [m]	V_k [KN]	$V_k * h_k$ [KN]	Θ	
S-Sol 1	5187.39	4.08	0.001	1487.06	6067.20	0.0008	Vérifiée
S-Sol 2	4889.19	3.06	0.001	1395.6	4270.54	0.0010	Vérifiée
S-Sol 3	6291.14	3.06	0.002	1313.24	4018.51	0.0031	Vérifiée
RDC	5076.15	4.08	0.003	1254.75	5119.38	0.0029	Vérifiée
Etage 1	4845.70	3.06	0.002	1081.21	3308.60	0.0029	Vérifiée
Etage 2	4676.42	3.06	0.002	954.93	2922.08	0.0032	Vérifiée
Etage 3	4661.07	3.06	0.001	776.09	2374.83	0.0019	Vérifiée
Etage 4	4694.85	3.06	0.002	618.61	1892.94	0.0049	Vérifiée
Etage 5	3910.20	3.06	0.001	594	1817.64	0.0021	Vérifiée
Etage 6	1271.73	3.06	0.001	158	483.48	0.0026	Vérifiée

Tableau IV 6 : Vérification de l'effet $P \Delta$ dans le sens X-X.

Niveaux	P_k [KN]	h_k [m]	Sens Y-Y				Observation
			δ_k [m]	V_k [KN]	$V_k * h_k$ [KN]	Θ	
S-Sol 1	5187.39	4.08	0.001	1859.01	7584.46	0.0006	Vérifiée
S-Sol 2	4889.19	3.06	0.001	1740.58	5326.17	0.0009	Vérifiée
S-Sol 3	6291.14	3.06	0.001	1655.75	5066.60	0.0012	Vérifiée
RDC	5076.15	4.08	0.001	1619.62	6608.04	0.0007	Vérifiée
Etage 1	4845.70	3.06	0.001	1375.05	4207.65	0.0011	Vérifiée
Etage 2	4676.42	3.06	0.002	1200.17	3672.53	0.0025	Vérifiée
Etage 3	4661.07	3.06	0.001	981.76	3004.18	0.0015	Vérifiée
Etage 4	4694.85	3.06	0.001	775.50	2373.03	0.0019	Vérifiée
Etage 5	3910.20	3.06	0.001	646.84	1979.33	0.0020	Vérifiée
Etage 6	1271.73	3.06	0.001	215.93	660.75	0.0019	Vérifiée

Tableau IV 7 : Vérification de l'effet PA dans le sens Y-Y.

Remarque :

On constate que θ_x et θ_y sont inférieurs à $0,1$ ($\Theta < 0.1$). Les effets du second ordre peuvent être négligés pour tous les étages et suivant les deux sens dans notre structure.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut dire que :

- L'effort tranchant à la base est vérifié,
- La condition sur le pourcentage de la masse participante est vérifiée,
- Les déplacements relatifs et les déplacements maximaux sont vérifiés,
- Les effets P- Δ sont négligeables dans notre structure (vérifié).

On passe dans le chapitre suivant au ferrailage des éléments structuraux.

❖ Conclusion :

Les exigences du RPA ont été observées, nous allons passer au ferrailage de la structure.

I- Introduction :

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le **ROBOT**, qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présenté par le RPA 99 et le BAEL 91 puis seront vérifiées à l'ELS :

- $1.35G + 1.5Q$: à l'ELU.
- $G + Q$: à l'ELS.
- $G + Q \pm E$: RPA99 révisé 2003.
- $0.8 G \pm E$: RPA99 révisé 2003.

Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Pour le ferrailage on doit respecter le pourcentage minimale d'armature imposé par le RPA 99 en zone II_a.

II- Recommandations du RPA99 :**1. Armatures longitudinales :**

a) Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute section.

- Poutre principales : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6\text{cm}^2$.
- Poutre secondaire : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25\text{cm}^2$.
- Poutraison : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 30 = 4.5\text{cm}^2$.

b) Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
4% en zone courante et de **6%** en zone de recouvrement.

- Poutres principales : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$ (en zone courante).
 $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72\text{cm}^2$ (en zone de recouvrement).
- Poutres secondaires : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42\text{cm}^2$. (en zone courante).
 $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63\text{cm}^2$. (en zone de recouvrement).
- Poutraison : $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36\text{cm}^2$ (en zone courante)
 $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 36\text{cm}^2$ (en zone de recouvrement)

c) La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone II.

d) L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

2. Armatures transversales : (RPA99. Version 2003/Art7.5.2.2):

-Les quantités minimale des armatures transversales est de : $A_t \geq 0,003x St x b$

-L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

$$\rightarrow S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_{\min} \right) \quad \text{en zone nodale.}$$

$$\rightarrow S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{en zone de recouvrement.}$$

Avec : Φ_{\min} : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

Remarque : Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- Caractéristiques des poutres et des matériaux qui les constituent:

	H (cm)	b (cm)	C (cm)	D (cm)	f c28 (Mpa)	f e (Mpa)	Fissuration
Poutre principale	40	30	2	38	25	400	Peu préjudiciable
Poutre secondaire	35	30	2	33	25	400	Peu préjudiciable
Poutraison	30	30	2	28	25	400	Peu préjudiciable

Tableau. V.1: caractéristiques des poutres

III- Etapes de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit : A_s : Section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

A'_s : Section supérieure la plus comprimée.

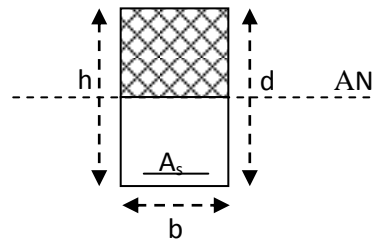
On calcul le moment réduit : $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$

$$f_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}, \quad \gamma_b = 1,5 \rightarrow f_{bc} = 14,2\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_c}{\gamma_s}, \quad \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_{st} = 348\text{MPa}$$

✚ Si $\mu_b \leq \mu_\ell = 0,392$ la section est simplement armée, on compte tenue que la zone tendue d'où les aciers tendus alors :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$



✚ Si $\mu_b \geq \mu_\ell = 0,392$ la section est doublement armée, on compte tenue des deux zones tendue et comprimée d'où les aciers tendus et les aciers comprimés.

On calcul :

$$\begin{cases} M_l = \mu_r b d^2 f_{bc} \\ \Delta M = M_u - M_l \end{cases}$$

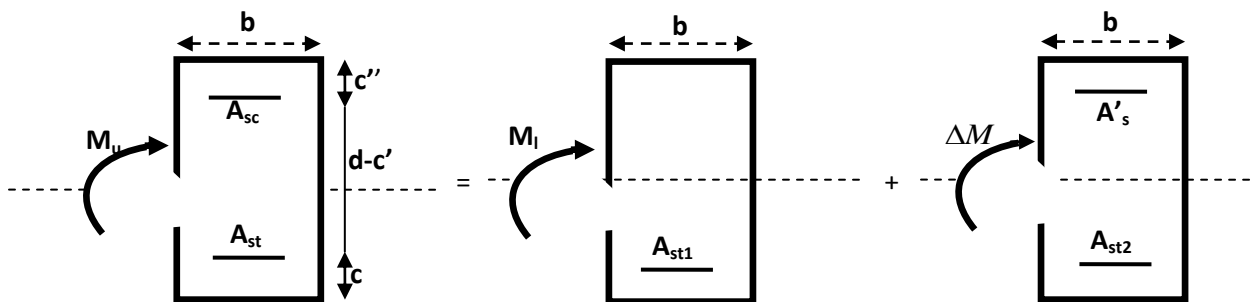
Avec :

M_l : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

▪ **Armatures tendues :** $A_{st} = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$

▪ **Armatures comprimées :** $A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$



Remarque:

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c.à.d. $\Delta M < 0,4 M_u$ (Art BAEL B66).

IV - Vérification à l'ELS :

Les états limites de service sont définis en tenant compte des amplifications de la durabilité de la construction.

➤ **Etat limite de résistance de béton :**

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s \leq 0,6f_{c28} = \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa.$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d \cdot A_{adopté}}$$

($A_{adopté}$: armatures adoptées à l'ELU)

$$\text{On calcul : } \rho_1 = \frac{100A_{adopt}}{b_0 d}.$$

$$\begin{array}{ccc} \text{Abaque} & & \text{Abaque} \\ \rho_1 \text{ -----} \rightarrow & \beta_1 & \text{-----} \rightarrow k_1 \end{array}$$

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Les fissurations étant peu nuisibles, alors aucune vérification n'est nécessaire.

V - Vérification du BAEL 91 :

Les vérifications effectuées sont les suivant :

➤ **Condition de non fragilité (BAEL 91 Art A64) :**

$$A_{\min} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

➤ **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}, \quad \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi f_{c28}$$

Avec : τ_{se} : Contrainte d'adhérence calculée.

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

V_u^{\max} : Effort tranchant max.

d : hauteur utile.

Ψ : Coefficient qui dépend de la nature de l'acier utilisé.

μ_i : Périmètre des aciers.

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle**

(BAEL 91 Art 521) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_s} f_{c28}, 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa} \text{ (Fissuration peu nuisible).}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}.$$

➤ **Influence de l'effort tranchant aux appuis**

(BAEL 91 Art 521) :

a) **Influence sur le béton :**

$$V_u \leq 0,267 \times 0,9d \times b \times f_{c28}$$

b) **Influence sur les armatures :**

$$\frac{A_s f_e}{\gamma_s} \geq \left[V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right]$$

➤ **Etat limite de déformation :**

Il est nécessaire de faire la vérification de la flèche si les inégalités suivantes sont vérifiées.

1) $\frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16}$. Avec : **L** : portée de la travée entre nu d'appuis.

2) $\frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$. **M_t** : moment fléchissant maximal en travée.

3) $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{F_e}$. **M₀** : moment isostatique.

A : section d'armatures tendues.

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants :

VI. FERRAILLAGE :**a) Poutres principales :**

Dans le but de faciliter la réalisation et de réduire les calculs, on a opté le même coffrage pour les poutres principales ainsi que les poutres secondaires.

-Les valeurs extrêmes globales des moments fléchissant pour les poutres principales sont données à ELU.

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	17,52	0,05	100,24	5,10	34,04	0,13
Barre	705	592	388	1163	566	689
Noeud	331	187	104	278	154	311
Cas	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)
MIN	-72,80	-1,19	-163,90	-6,88	-83,00	-2,51
Barre	695	707	388	1121	388	707
Noeud	319	334	71	252	104	334
Cas	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)

Tab.V1. valeurs extrêmes des moments fléchissant des poutres principales tirées à partir de Robot.

b) Poutres secondaires :

- Les valeurs extrêmes globales des moments fléchissant pour les poutres secondaires sont tirées à partir des combinaisons sismiques ($G+Q\pm Ex,y$ et $G\pm 0.8Ex,y$).

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	25,99	1,46	79,98	11,32	17,36	2,97
Barre	947	936	773	777	920	939
Noeud	320	313	104	71	285	328
Cas	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)
MIN	-33,55	-0,00	-22,15	-7,34	-82,00	-0,58
Barre	725	727	922	777	804	949
Noeud	18	30	295	76	152	335
Cas	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)

Tab.V1. valeurs extrêmes des moments fléchissant des poutres secondaires tirées à partir de Robot.

c) Poutraison :

Les poutraisons seront ferrailles selon le cas le plus défavorable parmi les combinaisons.

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	112,34	43,84	4,38	13,48	6,79	65,28
Barre	1473	1420	1420	1420	1420	1420
Noeud	697	664	664	664	678	664
Cas	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	9 (C) (CQC)	6 (C)
MIN	-75,88	-40,98	-3,23	-9,58	-12,82	-17,58
Barre	1477	1419	1478	1466	1420	1455
Noeud	659	667	661	678	664	684
Cas	11 (C) (CQC)	6 (C)	9 (C) (CQC)	6 (C)	6 (C)	9 (C) (CQC)

Tab.V1. valeurs extrêmes des moments fléchissant des poutraisons tirées à partir de Robot.

❖ Exemple de calcul (poutres principales) :

• Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{83 \cdot 10^3}{30 \cdot 37.5^2 \cdot 14.2} = 0.138 < \mu_l = 0.392$$

→ La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu = 0.138 \longrightarrow \beta = 0.925 \text{ (tableau)}$$

$$A_t = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{bc}} = \frac{83 \cdot 10^3}{0.925 \cdot 37.5 \cdot 348} = 7.87 \text{ cm}^2$$

On opte une section d'armature : 3HA14 (filantes) } $A_{ad} = 8.01 \text{ cm}^2$
 3HA12 (chapeaux) }

- En travées :

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{34.04 \cdot 10^3}{30 \cdot 37.5^2 \cdot 14.2} = 0.056 < \mu_l = 0.392$$

→ La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu = 0.056 \longrightarrow \beta = 0.970 \text{ (tableau)}$$

$$A_t = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{bc}} = \frac{34.04 \cdot 10^3}{0.970 \cdot 37.5 \cdot 348} = 2.68 \text{ cm}^2$$

On opte une section d'armature : 3HA14 (filantes) **A_{ad}=4.62 cm²**

-Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivant :

- ❖ Ferraillage des poutres principales (30*40) :

/	Moment [KNm]		μ	β	Obs	A _{st} [cm ²]	Ferraillages	A _{ad} [cm ²]]
Travées	M _u	34.04	0.056	0.970	S.S.A	2.68	3HA14	4.62
Appuis	M _a	-83.00	0.138	0.925	S.S.A	7.87	3HA14 + 3HA12	8.01

TAB V ferraillage des poutres principales.

- ❖ Ferraillage des poutres secondaires (30*35) :

/	Moment [KNm]		μ	β	Obs	A _{st} [cm ²]	Ferraillages	A _{ad} [cm ²]]
Travées	M _t	17.36	0.038	0.981	S.S.A	1.56	3HA14	4.62
Appuis	M _a	-82.00	0.182	0.899	S.S.A	7.1	3HA14 + 3HA12	8.01

TAB V ferraillage des poutres secondaires.

❖ Ferraillage des poutres (30*30) :

/	Moment [KNm]	μ	β	Obs	$A_{st}[cm^2]$	Ferraillages	$A_{ad}[cm^2]$
Travées	M_t	6.79	0.021	0.989	S.S.A	0.624	3HA12
				5			3.39
Appuis	M_a	12.82	0.039	0.989	S.S.A	1.18	3HA12
				5			3.39

TAB V ferraillage des poutres.

Remarque :

Pour faciliter l'exécution on a adopté le même ferraillage, et sera comme suit :

		Travees	Appuis
Poutres principales	$A_{ad} [cm^2]$	4.62	8.01
	ferraillage	3HA14	3HA14 (filante) +3HA12 (chapeau)
Poutres secondaires	$A_{ad} [cm^2]$	4.62	8.01
	ferraillage	3HA14	3HA14 (filante) +3HA12 (chapeau)
Poutres	$A_{ad} [cm^2]$	3.39	3.39
	ferraillage	3AH12	3HA12

TAB V récapitulatif du ferraillage des poutres.

VII-2-4) Vérification de la condition de non fragilité (Art A.4.2, 1_BAEL91) :

✚ Poutres principales :

$$A_{sadopt} \geq A_{min} .$$

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 37.5 \times \frac{2,1}{400} = 1.35cm^2 .$$

D'où $A_s = 4.62cm^2 \geq A_{min} \Rightarrow$ condition vérifiée .(Entravée)

$A_s = 8.01cm^2 \geq A_{min} \Rightarrow$ condition vérifiée .(Surappuis)

✚ Poutres secondaires :

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 32,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,17 \text{ cm}^2 ..$$

D'où $A_s = 4,62 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} \Rightarrow$ condition vérifiée .(Entravée)

$A_s = 8,01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} \Rightarrow$ condition vérifiée .(Surappuis)

✚ Poutraisons :

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 27,5 \times \frac{2,1}{400} = 0,997 \text{ cm}^2 ..$$

D'où $A_s = 3,39 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} \Rightarrow$ condition vérifiée .(Entravée)

$A_s = 3,39 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} \Rightarrow$ condition vérifiée .(Surappuis)

A adopté \geq Amin \longrightarrow La condition de non fragilité est vérifiée ; ainsi que les sections recommandées par le RPA.

VII-2-5) Vérification à l'ELU :

1/- Justification de l'effort tranchant :(BAEL99.art A.5.1,1) :

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise

conventionnellement égal : $\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$

➤ **Poutres principales PP:**

$$\tau_u = \frac{165,28 \times 10^3}{300 \times 375} = 1,46 \text{ MPa}$$

➤ **Poutres secondaires PS:**

$$\tau_u = \frac{47,86 \times 10^3}{300 \times 325} = 0,490 \text{ MPa}$$

➤ **Poutraison :**

$$\tau_u = \frac{4,38 \times 10^3}{300 \times 275} = 0,053 \text{ MPa}$$

2/-Vérification de la contrainte tangentielle du béton :(BAEL91.art A.5.1, 211)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \quad \text{avec } T_u : \text{effort tranchant max à l'ELU}$$

$$\tau = \frac{T_u}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

-L'effort tranchant tiré à partir de Robot :

	PP			PS	Poutraison
	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	FZ [kN]	FZ [kN]
MAX	35,66	1,11	165,28	47,86	4,38
Barre	706	689	412	895	1420
Noeud	333	311	140	255	664
Cas	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)
MIN	-82,85	-0,77	-191,23	-87,03	-2,98
Barre	695	707	388	898	1478
Noeud	319	334	71	265	661
Cas	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)

	Effort tranchant [KN]	b [cm]	d [cm]	τ_u [MPa]	$\bar{\tau}_u$ [MPa]	Observation
P. principale	165.28	30	37.5	1.46	2.5	Condition vérifiée
P. secondaire	47.86	30	32.5	0.49	2.5	Condition vérifiée
Poutraison	4.38	30	27.5	0.054	2.5	Condition vérifiée

TAB V vérification aux cisaillements.

3/Influence de l'effort tranchant sur le béton :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40x \frac{0,9.d.b.f_{c28}}{\gamma_b}$$

➤ **Poutres principales PP :**

$$T_u = 165.28\text{KN} < \bar{T}_u = 0,4x \frac{0,9 \times 0,3 \times 0,375 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 675\text{kN}$$

➤ **Poutres secondaires PS :**

$$T_u = 47,86\text{KN} < \bar{T}_u = 0,4x \frac{0,9 \times 0,3 \times 0,325 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 585\text{kN}$$

➤ **Poutraisons :**

$$T_u = 4,38\text{KN} < \bar{T}_u = 0,4x \frac{0,9 \times 0,3 \times 0,275 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 495\text{kN}$$

4/Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**➤ Appuis de rive : (Art 5.1.321 / BAEL91)**

Pour équilibrer l'effort tranchant V_u et assurer une bonne manière de construction, il est recommandé d'ancrer suffisamment la nappe d'armatures inférieure avec sa longueur de scellement. Ceci dit, il faut donc vérifier la condition suivante :

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ d'ancrage}} = \frac{T_u^{\max}}{f_{su}}$$

• Poutres principales PP:

$$A_{st \text{ d'ancrage}} = \frac{T_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{165,28 \cdot 10^3}{348.100} = 4,75 \text{ cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = 3HA14+3HA12= 8,01 \text{ cm}^2$$

• Poutres secondaires PS:

$$A_{st \text{ d'ancrage}} = \frac{T_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{47,86 \cdot 10^3}{348.100} = 1,35 \text{ cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = 3HA14+3HA12= 8,01 \text{ cm}^2$$

• Poutraisons :

$$A_{st \text{ d'ancrage}} = \frac{T_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{4,38 \cdot 10^3}{348.100} = 0,125 \text{ cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = 3HA12= 3,39 \text{ cm}^2$$

➤ Appuis intermédiaire : (Art 5.1.321 / BAEL91)

Lorsqu'au droit d'un appui l'effort tranchant T_u est supérieur à $\frac{M_u}{0.9 \times d}$, on doit

prolonger les armatures au-delà de l'appui et y ancrer une section d'armature supérieur

$$\text{à :} \quad A_s \geq \left(T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \times \frac{1,5}{f_e}$$

• Poutres principales PP :

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \left(165,28 - \frac{83}{0.9 \times 0.375} \right) = -80,64 \text{ cm}^2 < 0.$$

• Poutres secondaires PS:

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \left(47,86 - \frac{82}{0.9 \times 0.325} \right) = -232,49 \text{ cm}^2 < 0.$$

• Poutraisons :

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \left(4,38 - \frac{12,82}{0.9 \times 0.275} \right) = -47,40 \text{ cm}^2 < 0.$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

5/Vérification de l'entraînement des barres : (BAEL91 art. A6.13)

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0.9 \times d \times \Sigma U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_S \times f_{t28}$$

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence. τ_{se} : Contrainte d'adhérence limite ultime.

$\Psi_S = 1.5$ Pour les aciers HA.

U_i : périmètre utile des barres.

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

- **Poutres principales PP:**

$$3\text{HA}14+3\text{HA}12 \rightarrow U_i = (3 \times 3,14 \times 1,4) + (3 \times 3,14 \times 1,2) = 24,49 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{165,28 \times 10^3}{0.9 \times 375 \times 244.9} = 1,99 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se}$$

- **Poutres secondaires PS:**

$$3\text{HA}14+3\text{HA}12 \rightarrow U_i = (3 \times 3,14 \times 1,4) + (3 \times 3,14 \times 1,2) = 24,49 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{47,86 \times 10^3}{0.9 \times 325 \times 244.9} = 0,62 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se}$$

- **Poutres :**

$$3\text{HA}12 \rightarrow U_i = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,304 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{4,38 \times 10^3}{0.9 \times 275 \times 113,04} = 0,156 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se}$$

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

6/Longueur de scellement droit des barres :

On définit la longueur de scellement droit l_s comme la longueur à mettre en œuvre pour avoir un bon ancrage droit.

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4\tau_{se}}$$

La valeur de la contrainte d'adhérence est donnée de façon forfaitaire par la relation :

$$\tau_{se} = 0.6\Psi^2 \times f_{tj} = 2.835 \text{ Mpa.}$$

- Pour les $\emptyset 16$: $l_s = 56, 43 \text{ cm}$
- Pour les $\emptyset 14$: $l_s = 49, 38 \text{ cm}$
- Pour les $\emptyset 12$: $l_s = 42, 32 \text{ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : 0 , , pour les aciers HA.

- Pour les $\emptyset 16$: $l_a = 22, 57 \text{ cm}$
- Pour les $\emptyset 14$: $l_a = 19, 75 \text{ cm}$
- Pour les $\emptyset 12$: $l_a = 16, 92 \text{ cm}$

VI.1.5 Vérifications du RPA99/ version 2003:**1) Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section.

- Poutres Principales de (30 x 45) : $A_{min} = 6,75 \text{ cm}^2$
- Poutres Secondaires de (30 x 40) : $A_{min} = 6 \text{ cm}^2$
- Poutres de la charpente (30 x 30) : $A_{min} = 4,5 \text{ cm}^2$

Toutes les sections sont vérifiées par rapport à la section minimale des aciers du RPA.

2) Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003)

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right) \implies \Phi_t \leq \min(11,43\text{mm}, 12\text{mm}, 30\text{mm}) = 11,43\text{mm}$$

Soit : $\Phi_t = 8\text{mm}$.

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times s \times b$$

➤ **Poutres principales :**

Zone nodale : $St \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi\right)$ Soit : $St = 10 \text{ cm}$

$$A_t = 0,003 \times St \times b = 0,9 \text{ cm}^2$$

Zone courante : $St \leq \frac{h}{2}$ Soit : $St = 15 \text{ cm}$

$$A_t = 0,003 \times St \times b = 1,35 \text{ cm}^2$$

➤ **Poutres Secondaires :**

Zone nodale : $St \leq (8,75 ; 19,2)$ Soit : $St = 8 \text{ cm}$

$$A_t = 0,003 \times St \times b = 0,72 \text{ cm}^2$$

Zone courante : $St \leq \frac{h}{2}$ Soit : $St = 15 \text{ cm}$

$$A_t = 0,003 \times St \times b = 1,35 \text{ cm}^2$$

➤ **Poutres de la charpente :**

Zone nodale : $St \leq (7,5 ; 14,4)$ Soit : $St = 7,5 \text{ cm}$

$$A_t = 0,003 \times St \times b = 0,675 \text{ cm}^2$$

Zone courante : $St \leq \frac{h}{2}$ Soit : $St = 15 \text{ cm}$

$$A_t = 0,003 \times St \times b = 1,35 \text{ cm}^2$$

Donc on choisira un cadre + un étrier soit $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

3/Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L' est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

- $l' = 2 \times h$
- $h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right)$

Avec : h : Hauteur de la poutre.
 b_1 et h_1 : Dimensions du poteau.
 h_e : Hauteur entre nus des poteaux.

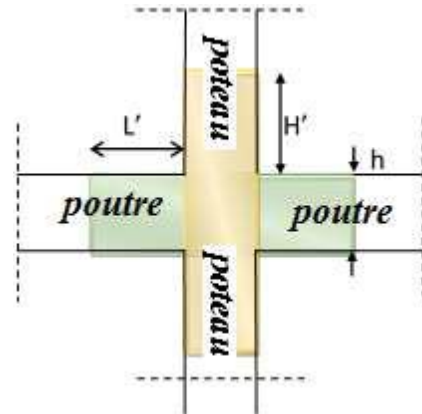


Figure VI.3 : Délimitation de la zone

nodale.

On aura :

- $h' = \max (78.5; 30; 40; 60 \text{ cm}) = 78.5 \text{ cm}.$
- Poutre Principale $l' = 2 \times h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}.$
- Poutre Secondaire $l' = 2 \times h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}.$
- Poutre de la charpente $l' = 2 \times h = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}.$

Remarque :

Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VII-2-7) Vérification à L'ELS :

A/Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, cette vérification n'est donc pas nécessaire.

B/Résistance du béton en compression :(Art. A.4.5.2-BAEL91)

Il faut vérifier que la contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte

admissible . $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 [MPa]$ $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$

$$\sigma_s = \frac{Ms}{Aa\beta_1d} \quad \rho_1 = \frac{100Aa}{bd}$$

σ_s : Contrainte de traction des aciers.

A_a :Section d'armatures adoptées à l'E.L.U.

k_1 et β_1 sont tirés des tableaux annexes E.L.S. du BAEL.91 en fonction de ρ_1

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

-En travée :

	M_s [KN.m]	A_{ad} [cm ²]	b [cm]	d [cm]	ρ_1	β_1	K_1	$K=\frac{1}{K_1}$	σ_{st} [MPa]	σ_{dc} [MPa]	$\overline{\sigma}_{dc}$ [MPa]	Obs
PP	20.52	4.62	30	37.5	0.401	0.902	36.02	0.027	130.30	3.54	15	CV
PS	55.73	4.62	30	32.5	1.132	0.854	19.25	0.0519	166.49	8.64	15	CV
PC	4.85	3.39	30	27.5	0.410	0.901	35.50	0.0281	57.741	1.62	15	CV

TAB V Vérification du ferraillage des poutres en travées à l'ELS.

-Au appuis :

	M_s [KN.m]	A_{ad} [cm ²]	b [cm]	d [cm]	ρ_1	β_1	K_1	$K=\frac{1}{K_1}$	σ_{st} [MPa]	σ_{dc} [MPa]	$\overline{\sigma}_{dc}$ [MPa]	Obs
PP	-39.92	8.01	30	37.5	0.401	0.902	36.02	0.027	130.30	3.54	15	CV
PS	-31.49	8.01	30	32.5	1.132	0.854	19.25	0.0519	166.49	8.64	15	CV
PC	-9.51	3.39	30	27.5	0.410	0.901	35.50	0.0281	57.741	1.62	15	CV

TAB V Vérification du ferraillage des poutres aux appuis à l'ELS.

C/Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveaux de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport a la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction .

On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

VII-2-8) Vérification de la flèche :

On faite le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens : **BAEL99 (A.6.5.2)**

Sens (xx) : $\bar{f} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{521}{500} = 1.04 \text{ cm.}$

Dans notre cas la flèche donné par Robot : 0.95 cm. \implies Condition vérifiée.

Sens (yy) : $\bar{f} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{511}{500} = 1.02 \text{ cm.}$

Dans notre cas la flèche donné par Robot : 0.88cm. \implies Condition vérifiée.

Résumé :

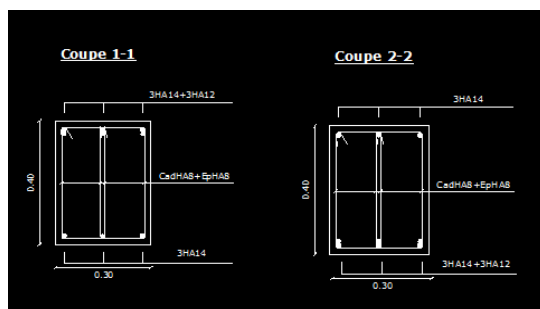
Le ferraillage des poutres est récapitulé dans le tableau suivant :

	Armatures longitudinales		Armatures transversales	
	En travée	Aux appuis	Zone courantes	Zone nodale
Poutres principales	3HA14	3HA14 +3HA12	Cadre+étrier HA8	Cadre+étrier HA8
Poutres secondaires	3HA14	3HA14 +3HA12	Cadre+étrier HA8	Cadre+étrier HA8
Poutaisons	3HA12	3HA12	Cadre+étrier HA8	Cadre+étrier HA8

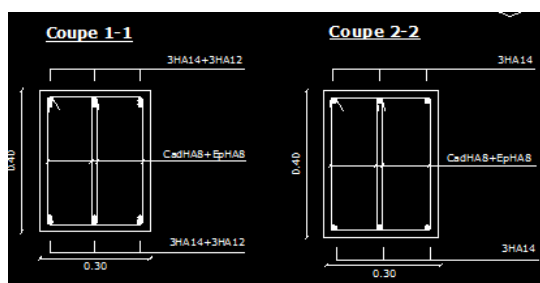
Tableau récapitulatif de Ferraillage des poutres principales et secondaire.

Disposition des armatures dans les poutres :

Poutres principales PP :



Poutres secondaires PS :



I - Introduction :

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU. En précédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- $1,35G+1,5Q \rightarrow \text{à l'ELU.}$
- $G+Q \rightarrow \text{à l'ELS}$
- $G+Q\pm E \rightarrow \text{RPA99 révisé 2003.}$
- $0,8G\pm E \rightarrow \text{RPA99 révisé 2003.}$

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

II - Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :**1. Armatures longitudinales :**

- Les armatures longitudinales doivent être à la haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :
- Le pourcentage minimal d'armatures sera $0,8\% \times b \times h$ (en zone II)

$$\text{Poteaux } (55 \times 55) : A_{min} = 0.008 \times 55 \times 55 = 24.20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (50 \times 50) : A_{min} = 0.008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (40 \times 40) : A_{min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (35 \times 35) : A_{min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de $6\% \times bh$ (en zone II)

$$\text{Poteaux } (55 \times 55) : A_{max} = 0,06 \times 55 \times 55 = 181.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (50 \times 50) : A_{max} = 0,06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (40 \times 40) : A_{max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (35 \times 35) : A_{max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximal en zone courante sera $3\% \times b \times h$ (en zone II)

$$\text{Poteaux } (55 \times 55) : A_{max} = 0,03 \times 55 \times 55 = 90.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (50 \times 50) : A_{max} = 0,03 \times 50 \times 50 = 75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (40 \times 40) : A_{max} = 0,03 \times 40 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (40 \times 40) : A_{max} = 0,03 \times 35 \times 35 = 36.75 \text{ cm}^2$$

- Le diamètre minimal est de **12 [mm]**
- La longueur maximale de recouvrement $L_R = 40 \Phi_L^{\min}$ en **zone II**
- La distance entre les barres longitudinales dont une face ne doit pas dépasser **25 cm** en **zone II**
- Les jonctions par recouvrement doivent être, si possibles, à l'extérieur des zones nodales.

2. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

-Le diamètre Φ_t des armatures transversales doit être égal au moins à ; $\Phi_t = \frac{1}{3} \Phi_L^{\max}$.

Avec : Φ_L : le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

-L'espacement des armatures transversales doit être au plus égal à :

$$S_t \leq \min \{ 15 \Phi_L^{\min}, 40 \text{ cm}, (a + 10) \text{ cm} \} \quad (\text{BAEL 91 Art 8.1.3})$$

Avec : **a** : est la petite dimension transversale des poteaux.

D'après le RPA 99 révisée 2003 :

$$S_t \leq \min \{ 10 \text{ cm} \} \quad \text{En zone nodale.}$$

$$S_t \leq (b/2, h/2, 10 \Phi) \quad \text{En zone de recouvrement.}$$

3. Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales

→ Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \quad (\text{RPA99 révisée 2003/Art7.4.2.2})$$

Avec : V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : Hauteur totale de la section.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

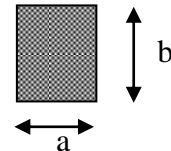
A_t : Armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales.

Avec : λ_g élancement géométrique.

✓ Calcul d'élancement :(élancement géométrique)

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$$



Avec : a et b : Dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

L_f : Longueur de flambement.

✓ Quantité d'armatures transversales minimale :

(RPA99 révisé 2003/Art7.4.22)

$\frac{A_t}{bS_t}$ En % est donné comme suite :

- Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\%$.
- Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\%$.
- Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs précédentes

III- Exposé de la méthode de calcul :

Pour la Détermination des armatures longitudinales deux (2) cas peuvent représenter :

a) Calcul des armatures à l'ELU :

La section est partiellement comprimée si « N » et « M » vérifié la relation :

$$(d - c') N_u - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow \text{DAVIDOVICI P87.}$$

➤ Section partiellement comprimée (SPC) :

$$a) \text{ Calcul de centre de pression : } e = \frac{M_u}{N_u}$$

-La section est partiellement comprimée Si Le centre « C » se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures, (l'effort normal est un effort de traction ou de compression) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C \right)$$

-Si le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur du segment limite par les armatures, l'effort Normale est un effort de compression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - C .$$

Dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante

$$N_u (d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} .$$

Avec :

M_f : Moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

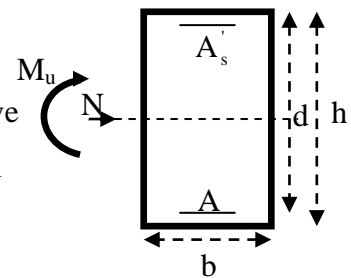
$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e \right) = M_U + N_U \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

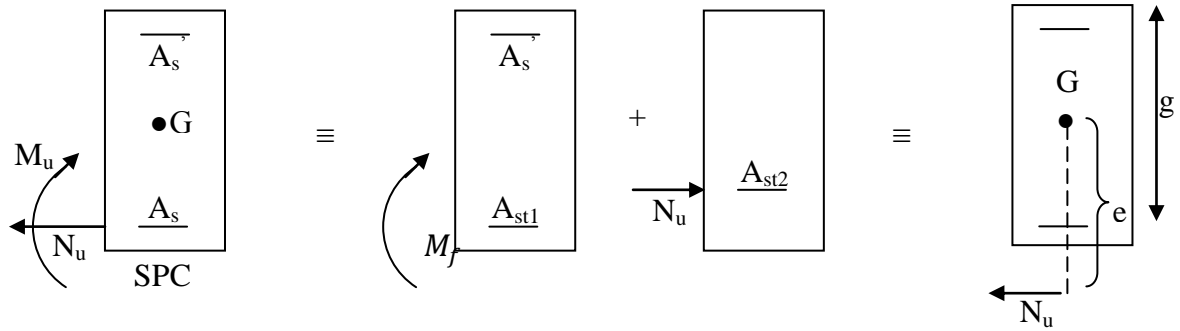
$$F_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$ et $\theta = 1$ Pour fissuration durable

$\gamma_b = 1,15$ et $\theta = 0,85$ Pour fissuration accidentelle

N_u : Effort de compression.





En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

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

1^{er} cas : $\mu \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la Section est simplement armée (SSA).

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est :

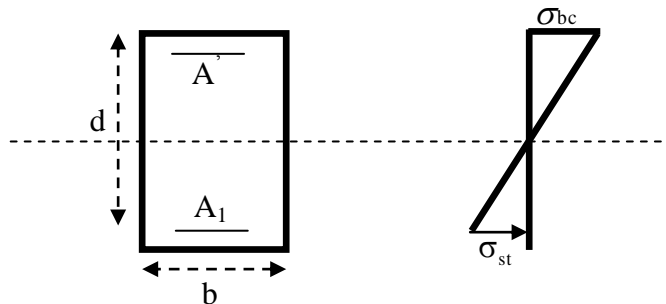
$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\gamma_s}$$

2^{ème} cas : $\mu > \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la Section est doublement armée (SDA).

On calcul:

$$M_r = \mu_\ell bd^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$



Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

La section réelle d'armature est $A'_s = A'$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$.

➤ **Section entièrement comprimée (SEC) :**

La section est entièrement comprimée si :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right).$$

$$N_u(d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}.$$

Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas :

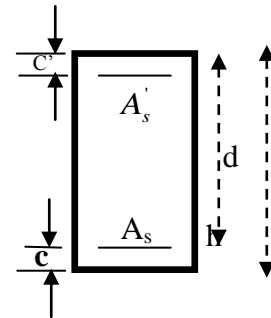
Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c-à-d :

$$N(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0.$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f(d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}.$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s.$$



2^{ème} cas :

Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées c-à-d

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 < N_u(d - c') < \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,351 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}.$$

IV- Vérifications à l'ELS :

Dans le cas des poteaux b, il y a lieu de vérifier :

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

Etat limite de compression du béton :

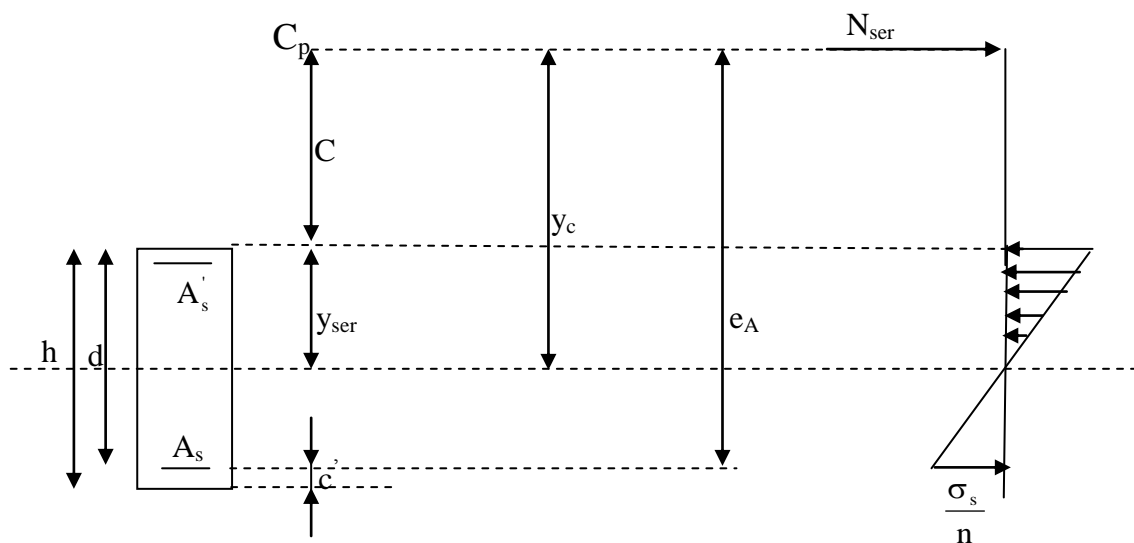
$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa.}$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{section entièrement comprimée.}$$

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

❖ **Section partiellement comprimée :**



Position de centre de pression

Y_c : est la distance de l'axe neutre au centre de pression « C_p » comptée positivement avec effort normal N_{ser} de compression.

C : distance de centre de pression (c) à la fibre la plus comprimée

$$C = d - e_a$$

Avec : e_a à le signe de N_{ser}

Si $N_{ser} < 0 \Rightarrow$ quelque soit la position du centre de pression à l'intérieur ou à l'extérieur de la section.

Si $N_{ser} > 0 \Rightarrow \begin{cases} c < 0 \text{ si } e_a > d \text{ (} C_p \text{ à l'extérieur de la section voir fig ci dessus).} \\ c > 0 \text{ si } e_a < d \text{ (} C_p \text{ à l'intérieure de la section voir fig ci dessus).} \end{cases}$

On pose $Y_{ser} = Y_c + C_p$, $0 \leq y_{ser} \leq d$

$$e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right).$$

En écrivant le bilan des efforts appliquées à la section on montre que « y_c » est solution de :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

Avec :

$$p = -3C^2 - \frac{90A'_s(C_p - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - C_p)$$

$$q = -2C^3 - \frac{90A'_s(C_p - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - C_p)^2$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

On calcul : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$.

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ on calcul alors : $\text{Cos}\varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}}$. puis $a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$

Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

1) $y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right)$.

2) $y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right)$.

3) $y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$

Si $\Delta > 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer

$$t = 0,5 (\sqrt{\Delta} - a)$$

$$z = t^{\frac{1}{3}} \Rightarrow Y_C = z - \frac{P}{3 \times z}$$

➤ **Calcul des contraintes :**

Hypothèse caractéristique à l'ELS :

H₁ : les sections droites restent planes après déformation, pas de glissement relatif entre l'acier et le béton

H₂ : le béton tendu est négligé.

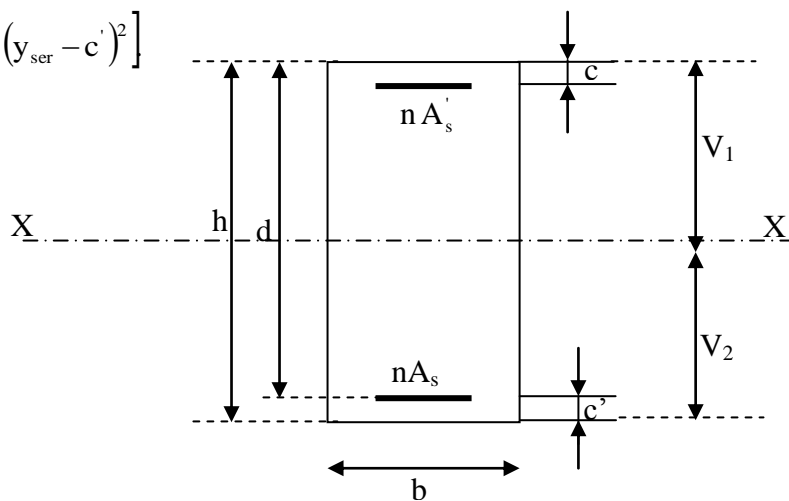
H₃ : les matériaux restent dans leur domaine élastique.

$$\epsilon_{bc} = E_b \epsilon_s \quad , \quad \epsilon_{st} = E_s \epsilon_s$$

D'après le BAEL, en particulier dans les règles CCBAG8, elles permettent d'appliquer Du béton armé des formules de la résistance des matériaux établis pour des corps homogénéisé.

➤ **Le moment d'inertie de la section est donné par rapport à l'axe neutre :**

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + 15 [A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2]$$



Section homogénéisée de béton.

La section rendue homogène c .a. d la section obtenue en négligeant le béton tendu et en amplifiant quinze fois la section des armatures.

Nous avons alors : $K = \frac{N_{ser} y_c}{I} = tg \alpha$ (représente la pente K des diagrammes des contraintes).

Les contraintes valent $\sigma_{bc} = K y_{ser}, \sigma_s = nK (d - y_{ser})$ avec $n = 15$.

Il faut vérifier : $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$

La section est effectivement partiellement comprimée si $\sigma_b \geq 0$ si non on recommence le calcul avec la section entièrement comprimée.

❖ **Section entièrement comprimée :**

La section total homogène est : $S = bh + n (A_s + A'_s)$.

Le moment d'inerties de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15[A_s(V_2 - C')^2 - A'_s(V_1 - C)^2]$$

On doit vérifier alors :

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_1 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

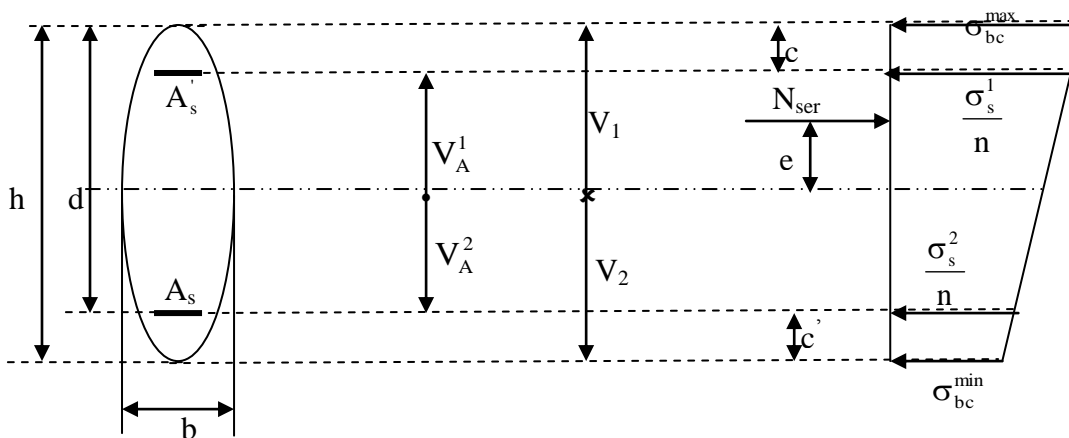
$$\sigma_{b2} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_2 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Puisque : $\sigma_{b1} \geq \sigma_{b2}$ donc il suffit de vérifier $\sigma_{b1} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

N_s : effort de compression a' L'ELS.

M_s : Moment fléchissant a' L' ELS

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).



Remarque :

Les résultats numériques de calcul sont regroupés dans les tableaux suivants :

Niveau	Poteaux	Effort normal [KN]		Moment [KNm]		Nature	A _{cs} [cm ²]	A _{st} [cm ²]	A _{min} [cm ²]	Ferrailag	A _{ad} [cm ²]
		N _{max}	N _{min}	M _{corresp}	M _{max}						
Pot S-SOL 1,2,3	55x55	N _{max}	2862,26	M _{corresp}	24.95	SEC	0	0	24.20	4HA20+8HA14	24.87
		N _{min}	669.41	M _{corresp}	58.03	SEC	0	0			
		N _{corresp}	2862.26	M _{max}	98.83	SEC	0	0			
Pot RDC 1,2	50x50	N _{max}	1806.05	M _{corresp}	50.43	SEC	0	0	20.00	4HA16+8HA14	20.35
		N _{min}	208.06	M _{corresp}	20.37	SEC	0	0			
		N _{corresp}	1806.05	M _{max}	109.01	SEC	0	0			
Pot 3à6	40x40	N _{max}	811.47	M _{corresp}	27.39	SEC	0	0	12.80	4HA16+4HA14	14.19
		N _{min}	50.26	M _{corresp}	10.19	SEC	0	0			
		N _{corresp}	811.47	M _{max}	68.43	SEC	0	0			
Pot toiture	35x35	N _{max}	116.28	M _{corresp}	7.31	SEC	0	0	9.80	4HA14+4HA12	10.67
		N _{min}	60.75	M _{corresp}	11.30	SEC	0	0			
		N _{corresp}	116.28	M _{max}	34.84	SEC	0	0			

TAB VI-16 : Ferraillage des poteaux dans les deux sens.

VII.5. Vérifications à l'ELS :

VII.5.1. Etat limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte admissible de l'acier : } \overline{\sigma}_s = 384 \text{ Mpa.} \\ \text{Contrainte admissible du béton : } \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

Le calcul des contraintes du béton et de l'acier se fera dans les deux directions **x-x** et **y-y**.

- **Deux cas peuvent se présenter :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } e_s = \frac{M_S}{N_S} < \frac{h}{6} \quad \Longrightarrow \quad \text{Section entièrement comprimée.} \\ \text{Si } e_s = \frac{M_S}{N_S} > \frac{h}{6} \quad \Longrightarrow \quad \text{Section partiellement comprimée.} \end{array} \right.$$

- **A) Vérification d'une section entièrement comprimée :**

On calcul l'aire de la section homogène totale : $S = b \cdot h + 15(A_s + A'_s)$

On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times (0.5 \times h - d') - A_s (d - 0.5 \times h)}{b \times h + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times X_G^2 + 15 [A'_s (0.5 \times h - d' - X_G)^2 + A_s (d - 0.5 \times h + X_G)^2]$$

- **Les contraintes dans le béton valent :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{sup} = \frac{N_S}{S} + \frac{N_S \cdot (e_s - X_G) \times (\frac{h}{2} - X_G)}{I} \quad \Longrightarrow \quad \text{Sur la fibre supérieure} \\ \sigma_{inf} = \frac{N_S}{S} + \frac{N_S \cdot (e_s - X_G) \times (\frac{h}{2} + X_G)}{I} \quad \Longrightarrow \quad \text{Sur la fibre inférieure} \end{array} \right.$$

Finalement on vérifie : $\max(\sigma_{sup}, \sigma_{inf}) \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Remarque :

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

- **B) Vérification d'une section partiellement comprimée :**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + L_c$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} y_1 : \text{la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.} \\ y_2 : \text{la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression } C_p. \\ L_c : \text{la distance entre le centre de pression } C_p \text{ et la fibre la plus comprimée.} \end{array} \right.$$

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante : $y_2^3 + p y_2 + q = 0$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_c = \frac{h}{2} - e_s \\ P = -3 L_c^2 - \frac{90A'_s}{b}(L_c - C') + \frac{90A_s}{b}(d - L_c) \\ q = -2 L_c^3 - \frac{90A'_s}{b}(L_c - C')^2 + \frac{90A_s}{b}(d - L_c)^2 \end{array} \right.$$

- **La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :**

On calcul $\Delta = q^2 + \frac{4P^3}{27}$

Si $\Delta \geq 0$: alors il faut calculer

$$t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q), \quad u = t^{1/3} \implies y_2 = u - \frac{p}{3 \times u}$$

si $\Delta < 0$ on calcul alors :

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2P} \sqrt{\frac{3}{|P|}} \quad \text{puis} \quad a = \sqrt{\frac{|P|}{3}}$$

Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) y_2^1 = a \cos \varphi \left(\frac{\varphi}{3} \right) \\ 2) y_2^2 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right) \\ 3) y_2^3 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right) \end{array} \right.$$

On retiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + L_c < h$

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15 [A_s (d - y_1)^2 + A'_s (y_1 - c')^2]$$

Finalement : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 - N_S}{I} \times y_1 \leq \overline{\sigma}_{bc}$

- **Les contraintes obtenues sont :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bs} : \text{Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.} \\ \sigma_{ss} : \text{Contrainte max dans les aciers supérieure.} \\ \sigma_{bi} : \text{Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.} \\ \sigma_{si} : \text{Contrainte max dans les aciers inférieure.} \end{array} \right.$$

Les contraintes positives représentent des **compressions**, et les négatives des **tractions**.

Remarque : Le calcul des contraintes est résumé dans les tableaux suivants :

❖ *Poteaux (55x55):**Sens x – x :*

Combinaison	N (KN)	M (KN.m)	σ_{bs} (Mpa)	σ_{ss} (Mpa)	σ_{bi} (Mpa)	σ_{si} (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	Obs
$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	2862.26	24.95	5.53	82.9	5.48	82.3	15	348	<i>vérifiée</i>
$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	669.41	58.03	0.48	6.9	0.04	1.03	15	348	<i>vérifiée</i>
$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	2862.26	98.83	0.48	6.91	0.04	1.03	15	348	<i>vérifiée</i>

❖ *Poteaux (50x50) :**Sens x – x :*

Combinaison	N (KN)	M (KN.m)	σ_{bs} (Mpa)	σ_{ss} (Mpa)	σ_{bi} (Mpa)	σ_{si} (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	Obs
$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	1806.05	50.43	5.01	75.1	4.89	73.5	15	348	<i>Vérifiée</i>
$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	208.06	20.37	1.88	28.2	1.82	27.4	15	348	<i>Vérifiée</i>
$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	1806.05	109.01	3.5	51.6	2.51	38.5	15	348	<i>Vérifiée</i>

❖ *Poteaux (40x40) :**Sens x - x*

Combinaison	N (KN)	M (KN.m)	σ_{bs} (Mpa)	σ_{ss} (Mpa)	σ_{bi} (Mpa)	σ_{si} (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	Obs
$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	811.47	27.39	4.12	61.6	3.96	59.5	15	348	Vérifiée
$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	50.26	10.19	1.28	19.2	1.25	18.8	15	348	Vérifiée
$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	811.47	68.43	3.02	43.4	1.17	19.4	15	348	Vérifiée

❖ *Poteaux (40x40) :**Sens x - x*

Combinaison	N (KN)	M (KN.m)	σ_{bs} (Mpa)	σ_{ss} (Mpa)	σ_{bi} (Mpa)	σ_{si} (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	Obs
$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	116.28	7.31	2.65	39.4	2.42	36.6	15	348	Vérifiée
$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	60.75	11.30	0.43	6.25	0.29	4.56	15	348	Vérifiée
$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	116.28	34.84	2.6	33.8	0	-24.5	15	348	Vérifiée

Conclusion :

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

VI- Recommandations et exigences du RPA99 :

➤ **Le pourcentage maximal :**

Il doit être : $\left\{ \begin{array}{l} > 3\% \text{ En zone courante (ZC).} \\ > 6\% \text{ En zone de recouvrement(ZR).} \end{array} \right.$

Niveaux	Section (b × h) (cm ²)	Section Adopté (cm ²)	A _{max} (Zc)	A _{max} (Zr)	Observation
S-Sol 1, 2, 3	55x55	24.20	90.75	181.5	<i>vérifiée</i>
RDC 1 ^{er} , 2 ^{eme}	50x50	20.00	75	150	<i>vérifiée</i>
3 ^{eme} à 6 ^{eme}	40x40	12.80	48	121.5	<i>vérifiée</i>
Pot.toiture	35x35	9.80	36.75	73.5	<i>vérifiée</i>

➤ **Diamètre des aciers :**

D'après le (BAEL 91) le diamètre des armatures transversales est au moins égale à la valeur normalisée la plus proche du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_L^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.67mm.$$

Ils seront à haute adhérence, diamètre $\Phi_t = 8mm$.

Soit 4 HA 8 = A_t = 2.01cm²

➤ **Recommandations du l'RPA 99 révisé 2003 /Art7.4.22 :**

a) *En zone nodale :*

$$S_t \leq (10cm) = 10cm.$$

$$S_t = 10 \text{ cm.}$$

b) *En zone courante :*

$$S_t \leq \min(15\Phi_L^{\min}) = 21\text{cm.}$$

L'écartement (S_t) des armatures transversales sera égal à :

$$\rightarrow \text{En zone nodale } S_t = 10\text{cm.}$$

$$\rightarrow \text{En zone courante } S_t = 15\text{cm.}$$

Commentaire :

La zone nodale, très sensible aux séismes ou annexe des armatures en U superposées (Avec alternances d'orientation) afin de la consolider et ainsi la rendre moins vulnérable (Voir schéma de ferrailage ultérieur).

La disposition des cadres dans la zone nodale est :

➤ Poteaux de S-Sol 1et RDC :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60\right) = \max\left(\frac{408-60}{6}; 55; 55; 60\right) = 60$$

Soit $h' = 60\text{ cm}$

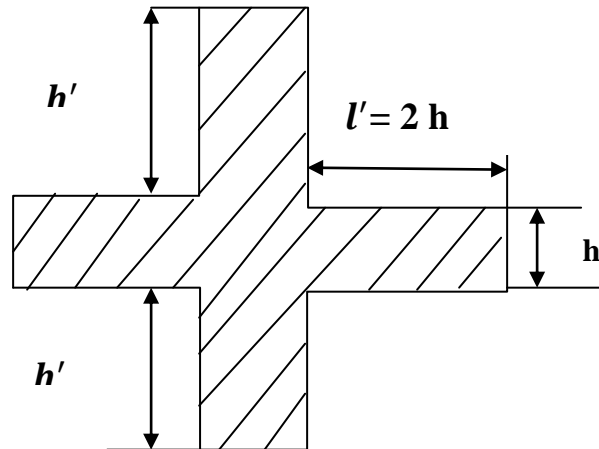
Soit 6 cadres espacés de 10 cm.

➤ Poteaux d'étage courant :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60\right) = \max\left(\frac{306-60}{6}; 40; 40; 60\right) = 60$$

Soit $h' = 60\text{ cm}$

Soit 6 cadres espacés de 10 cm.



➤ Vérification de la quantité d'armatures transversales :

$$\lambda_{og} = \frac{l_f}{i} \quad , i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad , L_f = 0.7 h_e$$

➤ Pour le cas le plus défavorable :

$$L_f = 0.7 \times 4.08 = 2.86 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{2.86}{0.30} = 9.53$$

En zone nodale :

$$A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 30 \times 10 = 0.9 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 30 \times 15 = 1.35 \text{ cm}^2$$

Donc

$$\begin{cases} A_{\min} = 0.9 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \end{cases} < A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant (RPA99/Art7.4.32) :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Et $\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0,04 \end{cases}$

$$\tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ Mpa}$$

SECTIONS (CM2)	λ_g	ρ_B	τ_{bu} (Mpa)
55x55	9.53	0.075	1.875
50x50	9.53	0.075	1.875
40x40	7.14	0.075	1.875
35x35	7.14	0.075	1.875

- **Poteaux (35 x 35) :**

$$\text{Sens X : } \tau_b = \frac{14.42 \times 10^3}{350 \times 320} = 0.128 \text{MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875 \text{Mpa}$$

$$\text{Sens-Y : } \tau_b = \frac{12.47 \times 10^3}{350 \times 320} = 0.111 \text{MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875 \text{Mpa}$$

- **Poteaux (40 x 40) :**

$$\text{Sens X : } \tau_b = \frac{27.87 \times 10^3}{400 \times 370} = 0.187 \text{MPa} \leq \tau_{bu} = 1 \text{Mpa}$$

$$\text{Sens-Y : } \tau_b = \frac{24.73 \times 10^3}{400 \times 370} = 0.167 \text{MPa} \leq \tau_{bu} = 1 \text{Mpa}$$

- **Poteaux (50 x 50)**

$$\text{Sens X : } \tau_b = \frac{40.22 \times 10^3}{500 \times 470} = 0.171 \text{MPa} \leq \tau_{bu} = 1 \text{Mpa}$$

$$\text{Sens-Y : } \tau_b = \frac{27.54 \times 10^3}{500 \times 470} = 0.117 \text{MPa} \leq \tau_{bu} = 1 \text{Mpa}$$

- **Poteaux (55 x 55) :**

$$\text{Sens X : } \tau_b = \frac{79.37 \times 10^3}{550 \times 520} = 0.277 \text{MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875 \text{Mpa}$$

$$\text{Sens-Y : } \tau_b = \frac{63.33 \times 10^3}{550 \times 520} = 0.221 \text{MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875 \text{Mpa}$$

➤ **Longueur de recouvrement : (BAEL91/Art6.122)**

$$L_R = 40 \Phi \text{ (Zone II) (FeE400, } \Psi_s \geq 1,5)$$

$$\rightarrow L_R = 40 \times 2 = 80 \text{cm.}$$

Conclusions :

Le ferraillage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures

$A_{s\ min}$ correspondante recommandée par le règlement « *RPA 99/Version 2003* » en zone II.

Schéma de ferraillage des différents poteaux :

Introduction :

Un voile se comporte comme une console verticale, encastré en pied dans ses fondations et soumis à des charges réparties ou concentrées à chaque plancher.

Donc le voile est sollicité par :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, et d'exploitations ainsi que la charge sismique.

Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement ce qui nécessitera une disposition du ferraillage suivant :

- Sur le plan vertical (acier verticaux)
- Sur le plan horizontal (acier horizontaux)

Etant donné que ces murs sont associés à des poteaux on les considère faisant partie intégrante de ces derniers on aura finalement un seul élément en section en : I&T

VII-1 Ferraillage des voiles :

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

VII-1-1 Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{B} : \text{section du béton.} \\ \mathbf{I} : \text{moment d'inertie du trumeau.} \\ \mathbf{V \text{ et } V'} : \text{bras de levier ; } V = V' = \frac{L}{2} \end{array} \right.$$

Le calcul se fera pour des bandes de longueur « d » données par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c \right)$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_e : \text{Hauteur entre nus de plancher du voile considérée.} \\ L_c : \text{Longueur de la zone comprimée.} \\ L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L \\ L_t = L - L_c \quad (\text{longueur tendue}) \end{array} \right.$$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues.

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d_1)\sigma_{\min}}{L_t}$$

a-Section entièrement comprimée et entièrement tendus :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} d \cdot e \\ N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} d \cdot e \end{array} \right.$$

Avec : e : épaisseur de voile.

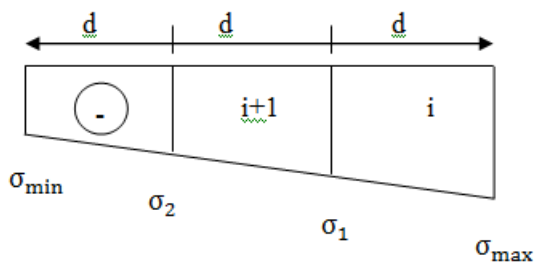


Figure VII-1 : diagramme d'une section entièrement tendus.

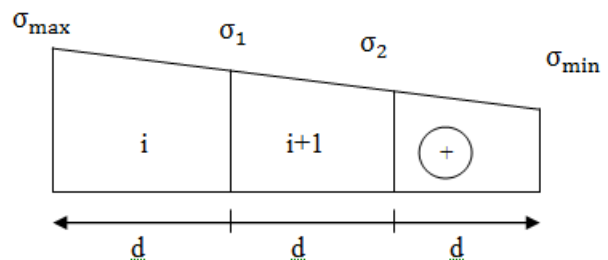
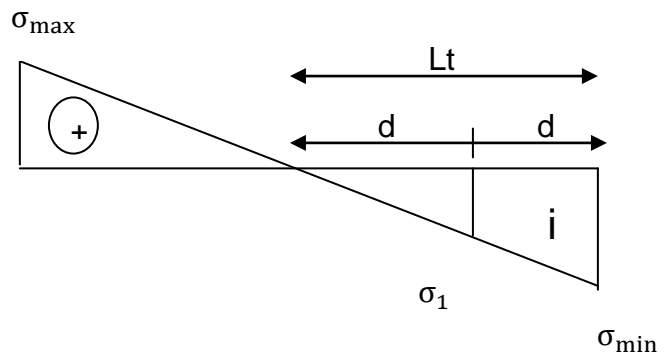


Figure VII-2 : diagramme d'une section entièrement comprimée.

b-Section partiellement comprimée:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d \cdot e \\ N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} d \cdot e \end{array} \right.$$



VII-1-2 Armatures verticales :**a-Section entièrement comprimée :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \\ B: \text{section de voile.} \end{array} \right.$$

b-section entièrement tendus et partiellement comprimée :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

- **Armature minimal :**

-compression simple:

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{min} \geq 4\text{cm}^2/\text{ml} \quad (\text{Art A. 8. 1, 21BAEL99}) \\ 0,2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5\% \end{array} \right.$$

-Traction simple:

$$A_{min} \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu.

VII-2 Prescriptions pour le ferraillage des voiles :

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et le règlement parasismique algérien **RPA 99/version 2003**.

a- Prescription pour les aciers verticaux :

Le ferraillage vertical sera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexions composées en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99 décrites ci-dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% de la section horizontal du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile .
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égale à 15 cm .
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b- Prescription pour les aciers horizontaux :

- Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine .
- Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales. $A_H \geq \frac{A_V}{4}$
- Dans le cas où il existe des talons de rigidités, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

• Armatures de couture :

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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{T}}{f_e} \quad \text{avec} \quad \bar{T} = 1,4T \\ \mathbf{T} : \text{Effort tranchant calculée au niveau considéré.} \end{array} \right.$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

c- Prescriptions communes :

- **L'espacement** des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petites des deux valeurs suivantes : (**Art 7.7.43 RPA99 version2003**)
 $S \leq 1,5 e$ e : épaisseur du voile
 $S \leq 30 \text{ cm}$

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 15cm

- Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :
- Globalement dans la section du voile A_v et $A_h \geq 0,15 \% B$
- Zone courante : A_v et $A_h \geq 0,10 \% B$
 B : Section du béton
- Les **armatures transversales** sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient 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 RPA 2003**).
- Les deux **nappes d'armatures** doivent être reliées avec au moins quatre(04) épingles au mètre carré de surface. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un **potelet armé** par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile. (**RPA 99/Art7.7.4.1**)

- **Longueur de recouvrement : (Art 7.7.4.3 RPA99 version2003)**
 - $40\varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - $20\varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- **Diamètre maximum: (Art A.7.7.4.3 RPA99 version2003).**
 - Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

$$\varphi_{\max} = \frac{e}{10} = 20 \text{ mm}$$

VII-3 Vérifications à L'ELS :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

N_s : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

-Vérification de la contrainte de cisaillement :

Selon le RPA99 (version 2003) :

$$\tau_b = \frac{1,4T}{e.d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5\text{Mpa}$$

Avec :

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{Mpa}\right) = 2,5\text{Mpa} \quad \text{(BAEL 91)}$$

τ_u : contrainte de cisaillement.

-Exemple de calcul

Soit à calculer le ferraillage du voile (VT1, VT2, VT3, VT4) dans la zone I:

-Caractéristique géométriques :

$$L=1,80\text{m} \quad ; \quad e=0,15\text{m} \quad ; \quad B=e \times L=0,15 \times 1,80 = 0,27\text{m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = 2860.78 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = -6398.23 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

⇒ La section est partiellement comprimée **SPC**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La largeur de la zone comprimée :} \\ L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = \frac{2860.78}{2860.78 + 6398.23} \times 1,80 = 0,56\text{m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La largeur de la zone tendue :} \\ L_t = L - L_c = 1,80 - 0,56 = 1,24\text{m} \end{array} \right.$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

-Calcul de la longueur d :

$$d = \frac{L_t}{2} = \frac{1,24}{2} = 0,622$$

-Détermination des armatures :**1^{er} bande :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{(1,24 - 0,622)6398,23}{1,24} = 3199,115 \text{ KN/m}^2 \\ N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = 447,66\text{KN} \end{array} \right.$$

Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{447.66}{400 \times 10^{-1}} = 11.19\text{cm}^2$$

2^{ème} bande :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{3199,115}{2} \times 0,622 \times 0,15 = 149,22 \text{KN} \\ A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{149,22}{400 \times 10^{-1}} = 3,73 \text{cm}^2 \end{array} \right.$$

• **Choix des armatures :**

$$A_{v1} = 11,19 \text{cm}^2 \text{ soit}$$

$$A_{v2} = 3,73 \text{cm}^2 \text{ soit}$$

Section minimal:

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min} \geq \max\left(\frac{Bf_{t28}}{f_e}; 0,15\%B\right) \\ A_{\min} = \max\left(\frac{0,15 \times 0,622 \times 2,1 \times 10^4}{400}; 0,0015 \times 0,27 \times 10^4\right) = 4,9 \text{cm}^2 \end{array} \right.$$

-Armatures de coutures :

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

1^{er} bande : 9HA12 = 20,34cm² par rapport à d₁ soit : 12HA10 par rapport a une nappe avec un espacement de 15 cm

2^{ème} bande : 4HA12 = 9,04cm² par rapport à d₂ soit: 12HA10 par rapport à une nappe avec un espacement de 15cm

• **Armatures horizontals:**

$$A_h \geq \max\left(\frac{A_v}{4}; 0,15\% B\right) = \frac{11,19}{4} = 2,79 \text{cm}^2$$

Soit 2x HA12= cm²/ml avec S_t=20cm

• **Armature transversales : [RPA99]Art7.74.3 :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré.

$$\text{Diamètre maximal : } \varnothing \leq \frac{e}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

On prend 4 épingle de $\varnothing 8/m^2$

• **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire

$$S_t \leq \min(1,5e ; 30\text{cm}) = 30\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

VII-4-Vérification :

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

a-Selon le RPA 2003

$$\tau_b = \frac{1,4T}{0,9 \cdot h \cdot e} = \frac{1,4 \times 10^3}{0,15 \times 0,9 \times 2,71} \text{ Mpa} < \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5\text{Mpa} \rightarrow \text{CV}$$

b-D'après le BAEL99

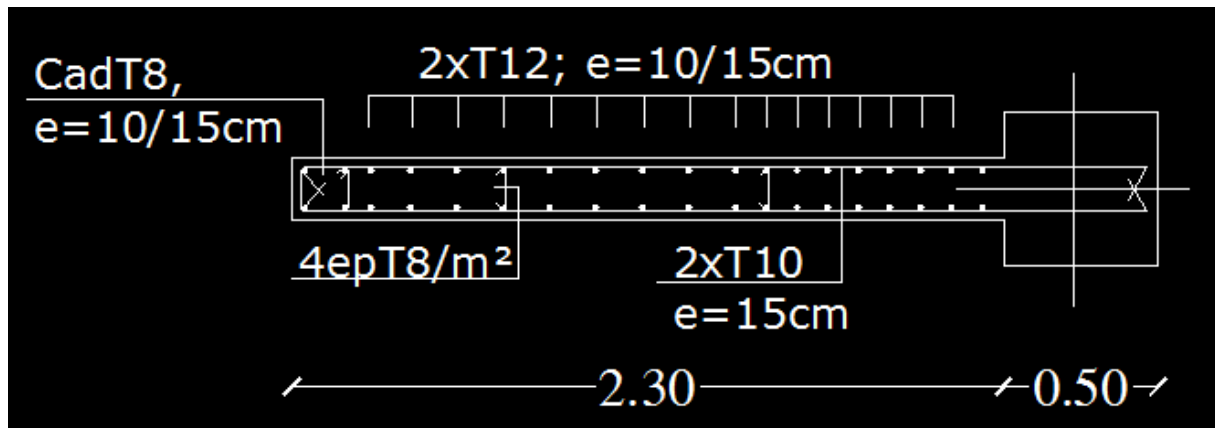
$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa}\right) = 2,5\text{Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{45,17}{0,2 \times 0,9 \times 3,25} 10^{-3} = 0,077\text{MPa} < 2,5\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Verification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A_v} = \frac{-953,92}{0,65 \times 10^6 + 15 \times 18,47 \times 10^2} = -1,41 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

Ferraillage des voiles :



Coupe horizontale 2'-2' du RDC, 1^{er} et 2^{em} étage

VIII-Etude de l'infrastructure :

VIII-1) Introduction :

Le rôle des fondations est de transmettre les charges à partir de la superstructure vers le sol d'assise. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

La pression transmise ne doit pas provoquer une rupture par cisaillement du sol ni des tassements excessifs pouvant engendrer des distorsions et des désordres structuraux et architecturaux. Dans le cas des ouvrages soumis à des charges horizontales ou dans le cas où le bon sol est en profondeur, la fondation doit être encastree. Dans ce cas on doit disposer un système permettant de relier la superstructure à la fondation, et assurer l'encastrement de l'ouvrage.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieurs.

➤ **Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur,
- Les semelles continues sous poteaux ;
- Les semelles isolées ;
- Les radiers.

➤ **Fondations profondes :**

Elles sont utilisés dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits ;

VIII-2) Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des Caractéristiques topographiques et géologiques du terrain. Ce choix est défini par :

- ✓ Capacité portante du sol d'assise.
- ✓ Charges transmises de la superstructure au sol.
- ✓ Distances entre les différents points d'appuis.
- ✓ Système structural adopté.

VIII-2-1) Semelles isolés sous poteaux :

Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les Poteaux de la base.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{55}{55} = 1 \Rightarrow A = B$ (poteau carré)

D'où $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$ Avec $\sigma_{sol}=2$ bars à une profondeur de 1.5m.

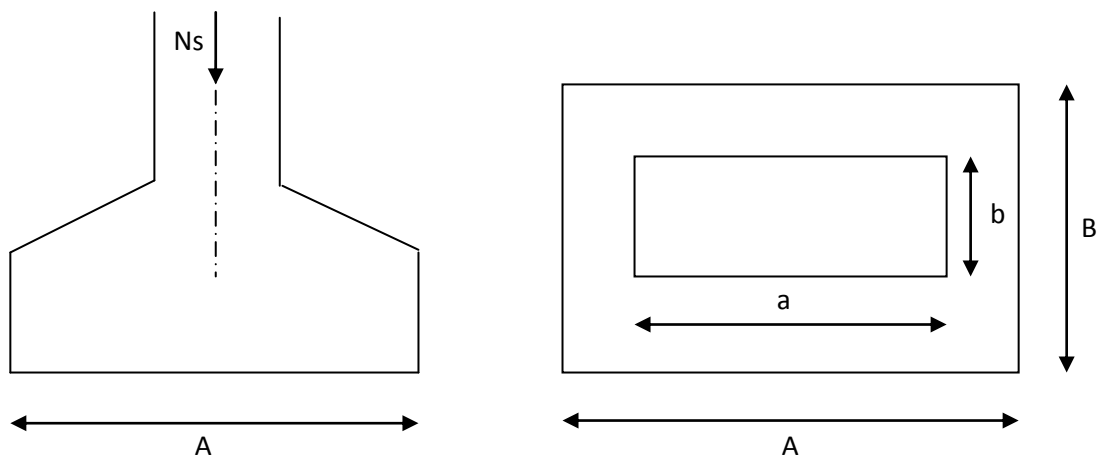


Fig IX-1 : Schéma de la semelle isolée.

-Exemple de calcul :

$$N_{ser} = 2862.26 \text{KN}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{2862.26}{200}} = 3.75 \text{ m} \Rightarrow A = B = 3.75 \text{m}$$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

VIII-2-2) semelles filantes :

VIII-2-2-1) Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{SOL} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{SOL} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{SOL} \cdot L}$$

Avec :

B : 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	G+Q	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VT1	771,22	2,20	1,76	3,88
VT2	885,29	3,50	1,27	4,45
VT3	737,34	4,30	0,87	3,75
VT4	948,23	4,35	1,10	4,785
				16,86

Tableau VIII-1: Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal).

Voiles	G+Q (t)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VL1	1167,26	1,40	4,16	5,82
VL2	820,13	2,25	1,82	4,09
VL3	885,29	1,25	3,54	4,43
VL4	1169,12	2,25	2,60	5,85
VL5	1390,85	2,25	3,10	6,98
VT6	948,23	2,25	2,10	4,72
				31,89

Tableau VIII-2: Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

$$S_v = \sum S_i = 31,89 \text{ m}^2 \quad \text{Avec : } S_v : \text{Surface totale des semelles filantes sous voiles.}$$

VIII-2-2-2) Semelles filantes sous poteaux :

On fera le calcul sur le portique transversal (fil de poteaux le plus sollicité $N_{s_{\max}} = 1541,23$).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N=G+Q (KN)	M _i	e _i [m]	N × e _i
1	975.88	1,65	6,30	6148,04
2	1167,26	7,09	4,70	5486,12
3	1533,40	3.60	0	0
4	1541.23	3,05	-4,30	-6627,29
5	1291.19	6,94	-7,45	-9619,36
Somme	6508,96	22,33	0	-4612,49

Tableau VIII-3 : Résultante des charges sous poteaux.

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R = \sum N_i} = -0,70m$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = -0,70m < \frac{L}{6} = \frac{15,68}{6} = 2,61m \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{6508,96}{15,68} \times \left(1 - \frac{6 \times \langle -0,70 \rangle}{15,68}\right) = 526,30 \text{ KN/m}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{6508,96}{15,68} \times \left(1 + \frac{6 \times \langle -0,70 \rangle}{15,68}\right) = 303,92 \text{ KN/m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{6508,96}{15,68} \times \left(1 + \frac{3 \times \langle -0,70 \rangle}{15,68}\right) = 359,52 \text{ KN/m}$$

-Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{359,52}{200} = 1,80m$$

On prend $B = 2 \text{ m}$.

On aura donc, $S = 2 \times 15,68 = 31,36m^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S + S_v$

$$S_t = 14,47 * 2 + 15,68 * 2 + 16,53 * 2 + 17,66 * 2 + 18,71 * 2 + 20,12 * 2 + 31,89 = 238,23m^2$$

Conclusion :

- La surface totale du bâtiment : $S_{bat} = 360,18m^2$
- La surface totale des semelles filantes dans le sens transversal : $S_t = 238,23 \text{ m}^2$
- La surface des semelles représente **66,62%** de la surface totale, ce qui est inadmissible.
 $S_t > 50 \% S_{bat}$

Conclusion

Etant donné que la surface totale des semelles filantes dépasse les 50% de la surface du bâtiment donc on opte pour un radier général.

VIII-2-3) Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation (répartition linéaire)
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution
- Convenir mieux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels

VIII-2-3-1) Pré dimensionnement du radier :**a/ Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25$ cm)

b/ Selon la condition forfaitaire :

- **Sous voiles :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

h : épaisseur du radier

L_{max} : distance entre deux voiles, ou deux poteaux successifs.

$$L_{\max} = 470\text{cm} \Rightarrow 58.9\text{cm} \leq h \leq 94.2\text{cm}$$

On prend : $h = 80$ cm

- **Sous poteaux :**

- **La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{Avec une hauteur minimale de 25cm}$$

$$h \geq \frac{470}{20} = 23,55\text{cm} \quad \text{Soit} \quad h_d = 30\text{cm}$$

➤ **La nervure :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h \geq \frac{470}{10} = 47 \text{ cm}$$

et $0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n$

- 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

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{MAX}\right)^4 \cdot \frac{3K}{E}}$$

I : Inertie de la section du radier ($b=1\text{m}$)

E : Le module de Young

Pour un chargement de long durée ; $E = 10818,86 \text{ Mpa}$, donc :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4,7}{3,14}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,90 \text{ m}$$

Remarque :

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$h_r = 100 \text{ cm}$	\Leftrightarrow	hauteur du radier
$h_n = 90 \text{ cm}$	\Leftrightarrow	hauteur de la nervure
$h_d = 30 \text{ cm}$	\Leftrightarrow	hauteur de la dalle
$b_n = 60 \text{ cm}$	\Leftrightarrow	Largeur de la nervure

VIII-2-3-2) Calcul de la surface nécessaire au radier :

ELU: $N_u = 64367,93 \text{ KN}$

ELS: $N_s = 46715,18 \text{ KN}$à partir de Robot

Détermination de la surface nécessaire du radier

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{64367,93}{1,33 \times 200} = 241,98 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{46715,18}{1,33 \times 200} = 175,62 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 360,18 \text{ m}^2 > \text{Max} (S_1; S_2) = 241,98 \text{ m}^2$$

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

$$L_{\text{déb}} \geq \max \left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm} \right) = 50 \text{ cm}$$

Soit un débord de $L_{\text{déb}} = 50 \text{ cm}$.

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 360,18 + 38,21 = 398,40 \text{ m}^2$

$$S_{\text{rad}} = 398,40 \text{ m}^2$$

VIII-2-3-3) Détermination des efforts à la base du radier :**1) Charges permanentes :**

-Poids du bâtiment : $G_{\text{bat}} = 20509,92 \text{ KN}$

-Poids du radier :

$G_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (T.V.O)} + \text{poids de la dalle flottante}$

-Poids de la dalle : $P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_{\text{da}} \times \rho_b$

$$P_{\text{dalle}} = (398,40 \times 0,3) \times 25 = 2988 \text{ KN}$$

- **Poids de la nervure** : $P_n = b \times (h_n) \times L \times n \times \rho_b$

$$P_n = (0.5 \times 0.9 \times 25) [14.47 + 15.68 + 17.66 + 18.71 + 20.12 + 17.82 + (17.75 \times 3) + 18]$$

$$P_n = 1976.74 \text{ KN}$$

- **Poids de T.V.O** : $P_{T.V.O} = [(S_{rad} - S_{nerv}) \times (h_{rad} - h_{dal}) \times \rho_b$

$$\text{Avec : } S_{nerv} = 0.6 \times [14.47 + 15.68 + 17.66 + 18.71 + 20.12 + 17.82 + (17.75 \times 3) + 18] = 87.86 \text{ m}^2$$

$$P_{T.V.O} = [(398.40 - 87.86) \times (1 - 0.3)] \times 17 = 3695.50 \text{ KN.}$$

- **Poids de la dalle flottante libre** : $P_{df} = S_{rad.} \times e_p \times \rho_b$

$$P_{df} = 398.40 \times 0.1 \times 25 = 996.60 \text{ KN. } (e_p = 10 \text{ cm}).$$

- **Poids totale du radier**: $G_{rad} = 2988 + 1976.74 + 3695.50 + 996.60 = 9656.84 \text{ KN}$

2) Charges d'exploitation :

Surcharges du bâtiment: $Q_{bat} = 8682,84 \text{ KN}$

Surcharges du radier : $Q_{rad} = 1,5 \times 398,40 = 597,76 \text{ KN}$

3) Poids total de la structure :

$$\left\{ \begin{array}{l} G_{tot} = G_{rad} + G_{sup} = 9656,84 + 38032,35 = 47689,19 \text{ KN} \\ Q_{tot} = Q_{rad} + Q_{sup} = 597,76 + 8682,84 = 9280,44 \text{ KN} \end{array} \right.$$

4) Combinaisons d'action :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{A l'ELU : } N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 78301,06 \text{ KN} \\ \text{A l'ELS : } N_s = G + Q = 57970,63 \text{ KN} \end{array} \right.$$

VIII-2-3-4) Calcul des caractéristiques géométriques du radier :

- Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 10.45m ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 8.65m$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré et X_i ,

Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

- Moment d'inertie du radier

$$I_{yy} = 5617.82m^4.$$

$$I_{xx} = 11449.34m^4.$$

VIII-2-3-5) Vérifications:**1) Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL91/Art A.5.1.211)**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 h = 27 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \frac{L_{\max}}{2} = \frac{78301,06}{398,40} \times \frac{4,70}{2} = 514,95 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{514,95}{1 \times 0,27 \times 1000} = 1,90 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2) 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 :

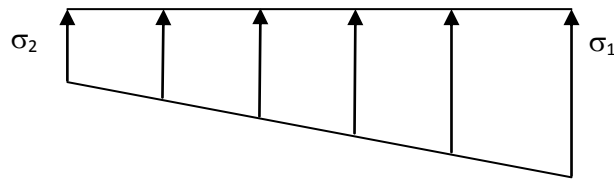


Fig IX.2 : Diagramme des contraintes

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \cdot \sigma_{SOL} \text{ (RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

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 ce dernier.

$$N_u = 78301.06 \text{ KN} \quad , \quad N_s = 56970.63 \text{ KN}$$

• **Calcul des moments :**

Sens longitudinal :

A l'ELU $M_x = M_o^x + T_o^x \cdot h = 175,18 + 1505,38 \cdot 1 = 1680,56 \text{ KNm}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{78301,06}{398,40} + \frac{1680,56}{5617,82} \times 10,45 = 199,66 \text{ KN} / m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{78301,06}{398,40} - \frac{1680,56}{5617,82} \times 10,45 = 193,40 \text{ KN} / m^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 199.66 + 193.40}{4} = 198.09 \text{ KN} / m^2 \quad ; \quad 1.33 \sigma_{SOL} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN} / m^2$$

$$\sigma_m < 1.33 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

A P'ELS : $M_x=1680,56 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{56970,63}{398,40} + \frac{1680,56}{5617,82} \times 10,45 = 146,12 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{56970,63}{398,40} - \frac{1680,56}{5617,82} \times 10,45 = 139,86 \text{ KN} / \text{m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 146,12 + 139,86}{4} = 144,56 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad ; \quad \sigma_{SOL} = 200 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$ Condition vérifiée

- **Sens transversal :**

A P'ELU: $M_y = M_0^y + T_0^y \cdot h = 260,71 + 1795,58 = 2056,29 \text{ KNm}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{78301,06}{398,40} + \frac{2056,29}{11449,34} \times 8,65 = 198,09 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{78301,06}{398,40} - \frac{2056,29}{11449,34} \times 8,65 = 194,97 \text{ KN} / \text{m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 198,09 + 194,97}{4} = 197,31 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad ; \quad 1,33 \sigma_{SOL} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$\sigma_m < 1,33 \sigma_{SOL} \Rightarrow$ Condition vérifiée

A P'ELS: $M_y = 2056,29 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{56970,63}{398,40} + \frac{2056,29}{11449,34} \times 8,65 = 144,56 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{56970,63}{398,40} - \frac{2056,29}{11449,34} \times 8,65 = 141,39 \text{ KN} / \text{m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 144 + 141,39}{4} = 143,78 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad ; \quad \sigma_{SOL} = 200 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$ Condition vérifiée

Conclusion :

Toutes les contraintes sont vérifiées.

3) Vérification au poinçonnement : (BAEL99 Art A.5.2 4)

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_c : \text{Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier} \\ N_u : \text{Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile le plus sollicité.} \\ h : \text{Epaisseur totale du radier} \end{array} \right.$$

❖ Vérification pour les poteaux :

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0.55 + 0.55 + 2 \times 1) \times 2 = 6.2m$$

$$\frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 6.2 \times 1 \times 25000}{1,5} = 7233.34KN$$

$$N_u = 1645,63KN \leq 7233,34 KN \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ Vérification pour les voiles:

On considère une bonde de 01 ml du voile

$$N_u = 1302.96KN$$

$$\mu_c = (a' + b') = (a + b + 2h) \times 2 = (0.2 + 1 + 2 \times 1) \times 2 = 6.4m$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 6.4 \times 1 \times 25000}{1.5} = 7466.67KN$$

$$N_u = 1302.96KN < \bar{N}_u = 7466.67 KN \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VIII-2-3-6) Ferrailage du radier :

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 99.

❖ **Ferraillage des panneaux encastrés sur 4 cotés :**

On distingue deux cas :

- **1^{er} Cas :** Si $\alpha < 0,4 \rightarrow$ La flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} ; M_{oy} = 0$$

- **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 ferraillage 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**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.11}{5.21} = 0.98$$

$0,4 < \rho \leq 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferraillage, soustrairons de la contrainte σ_m , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{A l'ELU : } q_{um} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (198.09 - \frac{9656.84}{398.40}) \times 1\text{m} = 173.85\text{KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{sm} = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (144.56 - \frac{9656.84}{380.40}) \times 1\text{m} = 120.32\text{KN/ml.}$$

❖ Calcul à l'ELU :

Evaluation des moments M_x , M_y :

$$\nu=0 ; \rho=0.98 \rightarrow \mu_x = 0.038$$

$$\mu_y = 0.9548$$

$$\text{On aura donc : } \begin{cases} M_x = 0.038 \times 173.85 \times 5.11^2 = 172.50 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.9548 \times 172.50 = 164.70 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastremets de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0.5) aux appuis et de(0.85) en travée.

1) Ferrailage dans le sens x-x :**Moments aux appuis**

$$\begin{cases} M_{ua} = (0.5) \cdot M_{u \max} \\ M_{ua} = (0.5) \times 172.50 \\ M_{ua} = 86.25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en travée

$$\begin{cases} M_{ut} = (0.85) \cdot M_{u \max} \\ M_{ut} = (0.85) \times 172.50 \\ M_{ut} = 146.62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\bullet \text{ Aux appuis : } \mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{86.25 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.083 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.049 \rightarrow \beta_u = 0.9565$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{86.25 \times 10^3}{0.9565 \times 27 \times 348} = 9.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ua} = 9.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } 5 \text{ HA } 16/\text{ml} = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml} .$$

Avec : **St = 20 cm**

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{146.62 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.141 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.141 \rightarrow \beta_u = 0.924$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{146.62 \times 10^3}{0.924 \times 27 \times 348} = 13.91 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ut} = 13.91 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } 7 \text{ HA16/ml} = 14.07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec : **St = 15cm**

2) Ferrailage dans le sens y-y :

Moments aux appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ua} = (0.5) \cdot M_{u \max} \\ M_{ua} = (0.5) \times 164.70 \\ M_{ua} = 82.35 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

Moments en travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ut} = (0.85) \cdot M_{u \max} \\ M_{ut} = (0.85) \times 164.70 \\ M_{ut} = 140 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{82.35 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.079 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.079 \rightarrow \beta_u = 0.959$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{82.35 \times 10^3}{0.959 \times 27 \times 348} = 9.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ua} = 9.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } 5 \text{ HA16/ml} = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec : **St = 20cm**

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{140 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.135 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.135 \rightarrow \beta_u = 0.928$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{140 \times 10^3}{0.928 \times 27 \times 348} = 13.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = 13.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } 7 \text{ HA}16/\text{ml} = 14.07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec : **St = 15 cm**

VIII-2-4-1 Vérification à l'E.L.U :

a) Vérification de la condition de non fragilité :

$$\text{Avec : } A_{\min} = \delta_o \cdot b \cdot h \left(\frac{3-\rho}{2} \right)$$

$\delta_o = 0,8\%$ pour les HA

$$A_{\min} = \delta_o \cdot b \cdot h \left(\frac{3-\rho}{2} \right) = 0.0008 \times 100 \times 30 \times \left(\frac{3-0.98}{2} \right) = 2.42 \text{ cm}^2.$$

- **Aux appuis :**

$$\left. \begin{array}{l} A_{ax} = 10.05 \text{ cm}^2 \\ A_{ay} = 10.05 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées.}$$

- **En travée :**

$$\left. \begin{array}{l} A_{ax} = 14.07 \text{ cm}^2 \\ A_{ay} = 14.07 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées.}$$

VIII-2-4-2 Calcul et vérification à l'E.L.S :

1) Evaluation des moments M_x et M_y :

$$\rho = 0.98$$

On a : $\mu_x = 0.038$

$$\mu_y = 0.9548$$

On aura donc :
$$\begin{cases} M_x = 0.038 \times 144.56 \times 5.11^2 = 143.44 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.9548 \times 143.44 = 136.95 \text{ KNm} \end{cases}$$

Moments aux appuis

Moments en travée

$$M_{sa} = (0.5) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{st} = (0.85) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = (0.5) \times 143.44$$

$$M_{st} = (0.85) \times 134.44$$

$$M_{sa} = 71.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 121.91 \text{ KN.m}$$

2) Vérification des contraintes dans le béton (Sens x-x)

La contrainte de compression dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \sigma$

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Avec :

α : Position de l'axe neutre :

- **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{82.35}{71.72} = 1.15 \quad \text{et } \mu = 0.038 \rightarrow \alpha = 0.04$$

- **En travée :**

$$\gamma = \frac{140}{121.91} = 1.15 \quad \text{et } \mu = 0.9548 \rightarrow \alpha = 0.1264$$

$$\alpha = 0.04 < \frac{1.15 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.325 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

VIII.4.2 Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur $L = 50\text{cm}$ soumise à une charge uniformément répartie.

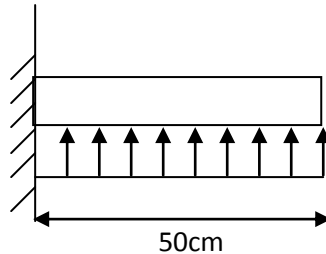


Fig. VIII.3 : Schéma statique du débord

1) Sollicitation de calcul :

$$\text{-ELU: } q_{um} = 173,85 \text{ KN/ml.} \quad M_u = \frac{-q_{um} \cdot L^2}{2} = \frac{-173,85 \times 0,5^2}{2} = -21,73 \text{ KN.m}$$

$$\text{-ELS: } q_{sm} = 120,32 \text{ KN/ml} \quad M_s = \frac{-q_{sm} \cdot L^2}{2} = \frac{-120,32 \times 0,5^2}{2} = -15,04 \text{ KN.m}$$

2) Calcul des armatures :

A) Armatures principales :

$$b = 1 \text{ m ; } d = 27 \text{ cm ; } f_{bc} = 14,2 \text{ MPa ; } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{21,73 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,020 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0,020 \rightarrow \beta_u = 0,990$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{21,73 \times 10^3}{0,990 \times 27 \times 348} = 2,33 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_U = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

B) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit $A_r = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

3) Vérification à l'ELU :**A) Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

$A_u = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.26 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée.**

Donc on adopte $A_{ad} = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$

4) Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{21.73}{15.04} = 1.44$$

$$\mu = 0.020 \rightarrow \alpha = 0.0252 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.44-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.47 \quad \rightarrow \text{C V.}$$

\Rightarrow Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Remarque :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord $A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}}$, alors le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier.

VIII.4.3) Ferrailage de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens :

- Sens X-X : portiques de la file D-D.
- Sens Y-Y : portiques de la file 3-3.

Elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures

1. Détermination des efforts :

- Sens Y-Y :

ELU : $q_u = 173,85 \text{ KN/m}$

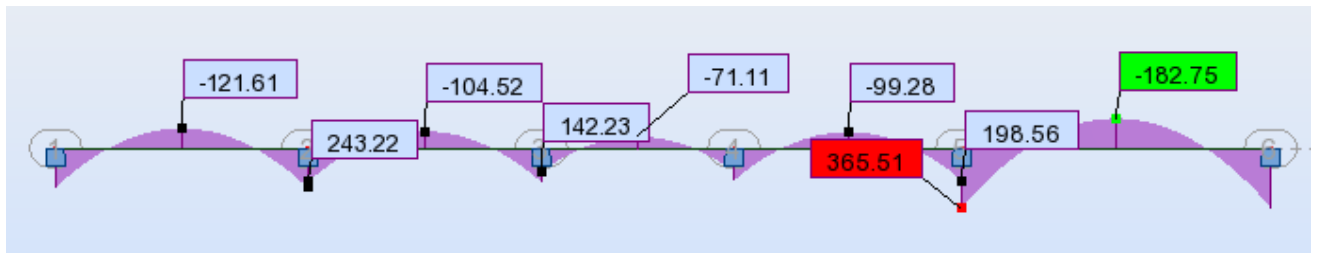


Fig. VIII.5 : Diagrammes des moments fléchissant (KNm) à ELU.

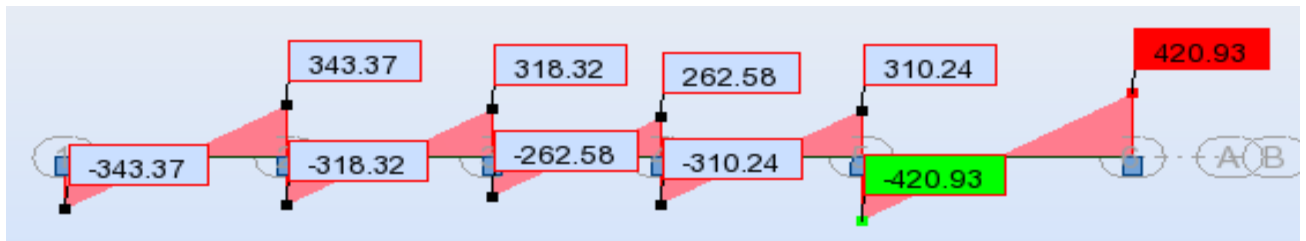


Fig. VIII.6 : Diagrammes des effort tranchant (KN) à l'ELU.

ELS : $q_s = 120.32 \text{ KN/m}$

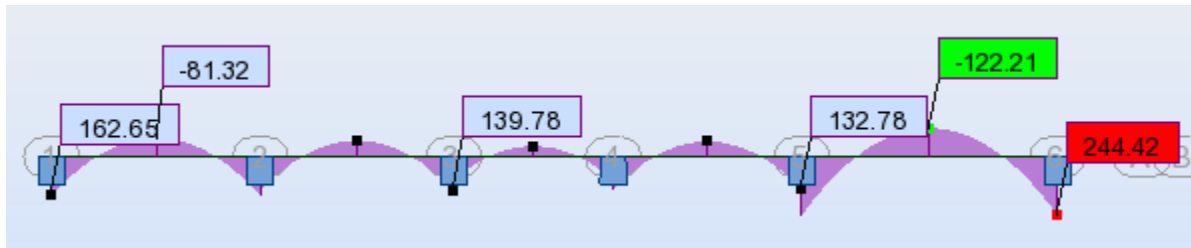


Fig. VIII.7 : Diagrammes des moments fléchissant (KNm) à ELS.

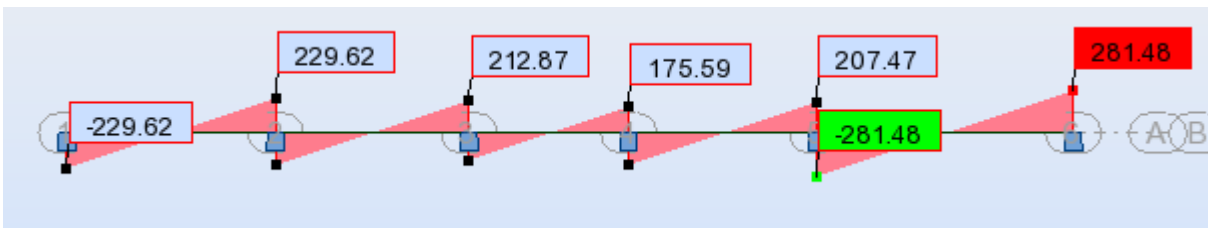


Fig. VIII.8 : Diagrammes des efforts tranchant (KN) à l'ELS.

➤ Sens x-x :

ELU : $q_u=173.85\text{KN/m}$

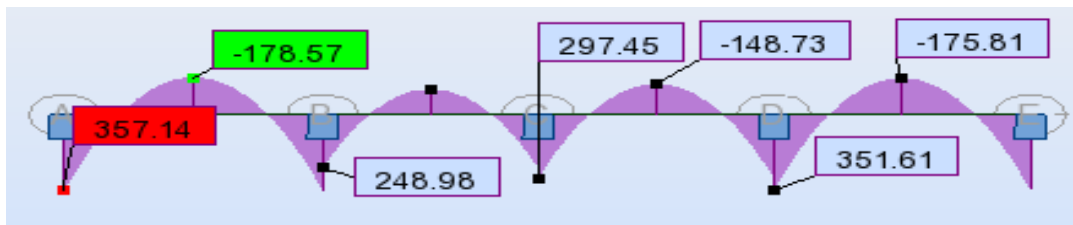


Fig. VIII.9 : Diagrammes des moments fléchissant (KNm) à ELU.

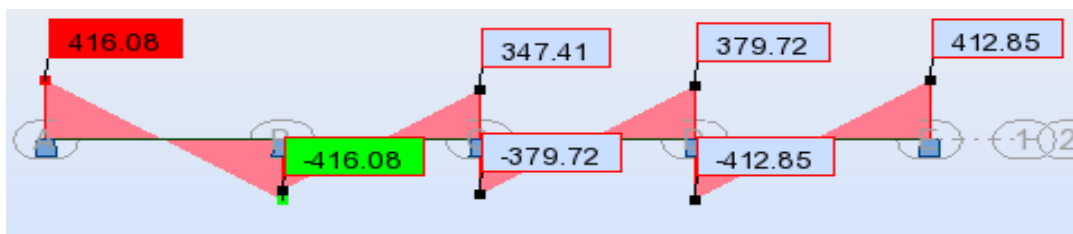


Fig. VIII.10 : Diagrammes des efforts tranchant (KN) à l'ELU.

ELS : $q_s = 120.32 \text{ KN/m}$

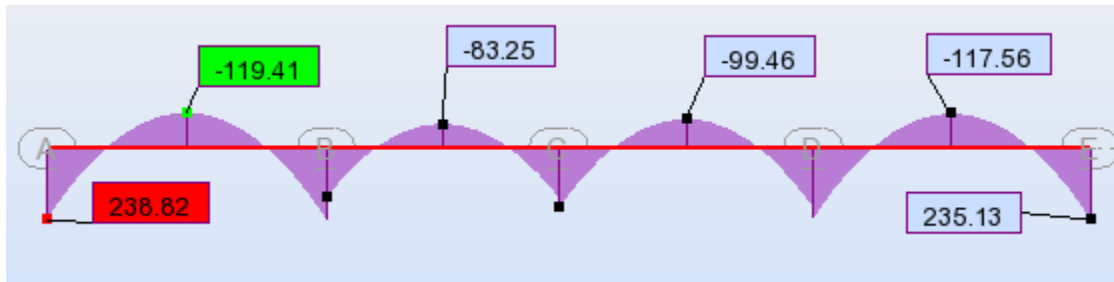


Fig. VIII.10 : Diagrammes des moments fléchissant (KNm) à l'ELS.

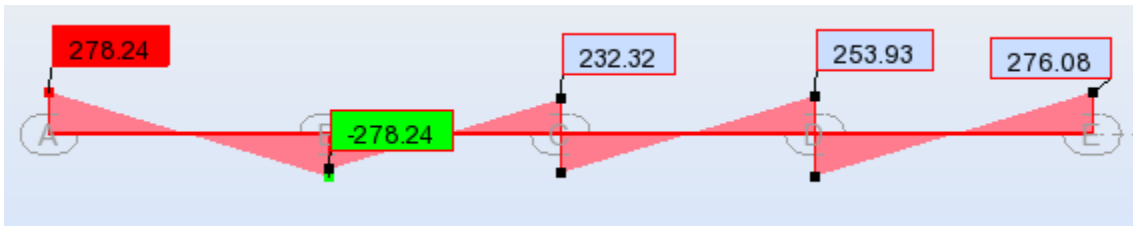


Fig. VIII.10 : Diagrammes des efforts tranchant (KN) à l'ELS.

1) **Calcul des armatures :**

A) **Sens transversale Y-Y :**

$$M_t^{\max} = -182.85 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 365.51 \text{ KN.m}$$

$$b = 50 \text{ cm}, h = 100 \text{ cm}, d = 95 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{365.51 \times 10^3}{50 \times 95^2 \times 14,2} = 0,057 < 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,057 \rightarrow \beta = 0,9705$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{365.51 \times 10^3}{0,9705 \times 95 \times 348} = 11.39 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA16 (filante) + 5HA12 (chapeau) = 15,70 cm²/ml. Avec : S_t = 10cm

➤ En travée :

$$M_t = -182.51 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{182.51 \times 10^3}{50 \times 95^2 \times 14,2} = 0,028 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,028 \rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{182.51 \times 10^3}{0,986 \times 95 \times 348} = 5.59 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA16 = 10,05 cm²/ml. Avec : S_t = 10 cm.

B) Sens longitudinale X-X:

$$M_t^{\max} = -178.57 \text{ KN.}$$

$$M_a^{\max} = 357.14 \text{ KN.m}$$

$$b = 50 \text{ cm, } h = 100 \text{ cm, } d = 95 \text{ cm, } f_{bc} = 14,2 \text{ MPa, } \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

➤ aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{357.14 \times 10^3}{50 \times 95^2 \times 14,2} = 0,055 < 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,055 \rightarrow \beta = 0,9715$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{357.14 \times 10^3}{0,9715 \times 95 \times 348} = 11.20 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA16 (filante)+ 5HA12 (chapeau)= 15,70 cm²/ml.

Avec : S_t = 10cm

➤ en travée :

$$\mu_u = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{178.57 \times 10^3}{50 \times 95^2 \times 14.2} = 0.027 < U_1 = 0.392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0.027 \rightarrow \beta = 0.9865$$

$$A_{st} = \frac{Mt}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{178.57 \times 10^3}{0.9865 \times 95 \times 348} = 5.48 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA16 = 10.05 cm²/ml.** Avec : $S_t = 10 \text{ cm}$.

2) Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 50 \times 95 \times 2.1}{400} = 5.73 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

✓ **Armatures transversales :**

- **Diamètre minimal :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \phi = 8 \text{ mm.}$$

- **Espacement des armatures :**

Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{2}; 12\phi_l\right)$ soit $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Zone courante : $S_t \leq (h/2)$ soit $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2$$

Donc on optera pour Trois cadres soit : **$A_t = 6HA8 = 3 \text{ cm}^2$**

3) Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 420.93 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{420.93 \times 10^3}{500 \times 950} = 0.887 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

5) Vérification à l'ELS :

- Sens transversale X-X :

➤ Aux appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{365.51}{244.42} = 1.49$$

$M_{S\max} = 244.42 \text{ KNm}$
 $\mu = 0.038 \quad \alpha = 0.0485$

$$\alpha = 0.0485 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.495 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ En travées :

$M_{S\max} = 122.21 \text{ KN.m}$ $\mu = 0.019 \quad \rightarrow \alpha = 0.0227$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{182.85}{122.21} = 1.49$$

$$\alpha = 0.0227 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.495 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Sens longitudinale :

➤ Aux appuis :

$M_{S\max} = 357.14 \text{ KN.m}$ $\mu = 0.055 \quad \rightarrow \alpha = 0.0721$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{357.14}{238.82} = 1.49$$

$$\alpha = 0.0721 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.495 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En travées :**

$$M_{S\max}=119.41\text{KN.m} \quad \mu=0.018 \quad \rightarrow \alpha=0.0227$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{357.14}{119.41} = 2.99$$

$$\alpha = 0.0227 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 1.24 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Remarque :

La condition « $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ » est vérifiée dans les deux sens alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS

Etude du mur plaque :**IX. I Introduction :**

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles encastrées au niveau de la fondation. On effectuera le calcul pour une bande de 1m de longueur à l'état d'équilibre au repos et sous l'effet dynamique et on opte pour le ferrailage le plus défavorable.

1. pré dimensionnement du mur plaque:

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99/version 2003 (**Art 10.1.2**) pour le mur plaque est de 15 cm, on opte pour une épaisseur de 20 cm.

2. Prescription du RPA99/version 2003:**Article 10.4.3:**

La poussée active dynamique globale qui s'exerce à l'arrière du mur est égale à :

$P_{ad} = \frac{1}{2} \times K_{ad} \times [1 \pm K_v] \times \gamma \times H^2$, appliquée horizontalement à $\frac{H}{2}$ au dessus de la base de la semelle du mur .

Avec :

K_{ad} : coefficient de la poussée dynamique donnée par :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^{-2}$$

Avec :

g : Poids volumique du sol du remblai.

j : Angle de frottement interne du remblai sans cohésion.

b : Angle de la surface du remblai sur l'horizontal.

H : Hauteur de la paroi verticale à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce p_{ad}

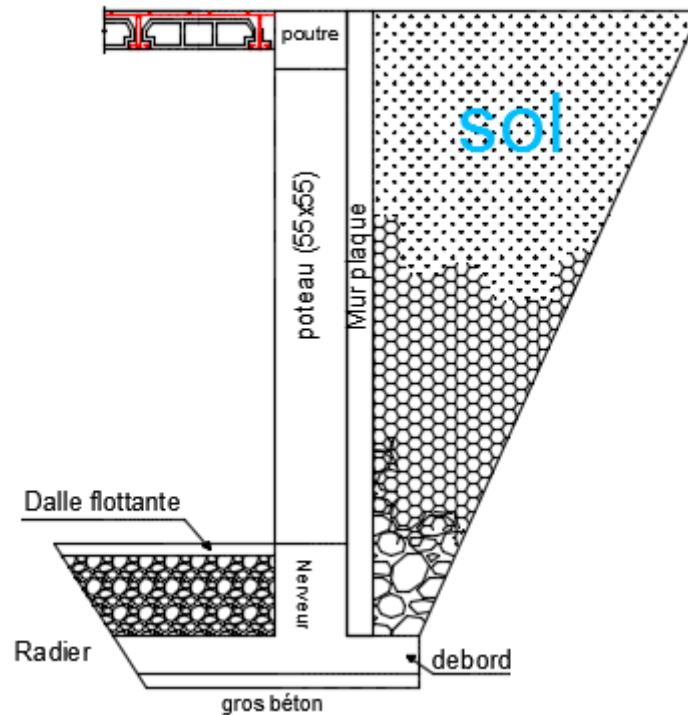
$$\theta : \arctg \frac{k_h}{(1 \pm k_v)}$$

$k_h = A$: coefficient d'accélération de zone (Art 10.4.2)

$k_v = \pm 0,3' k_h$ Contrainte vertical (Art 10.4.2)

3. Caractéristiques du sol :

- ❖ Poids spécifique : $\gamma = 17 \text{ KN / m}^3$
- ❖ Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$
- ❖ Cohésion : $C = 0$ (sol pulvérulent)
- ❖ Surcharges éventuelles : $q = 10 \text{ KN / m}^2$
- ❖ contrainte de sol : 2 bar



4. Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

σ_h : Contrainte horizontale.

σ_v : Contrainte verticale.

$$\sigma_h = k_a \times s_v$$

➤ à l'ELU :

$$\sigma_H = k_a (1,5 q + 1,35 \gamma \cdot h)$$

Avec :

k_a : Coefficient de la poussée des terres au repos.

q : Surcharge

$$k_a = \operatorname{tg}^2 \left[\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right] = 0,064$$

Pour : $h=0 \text{ m} \Rightarrow \sigma_H = 0.96 \text{ KN/m}^2$

Pour : $h= 4.08 \text{ m} \Rightarrow \sigma_H = 6.96 \text{ KN/m}^2$

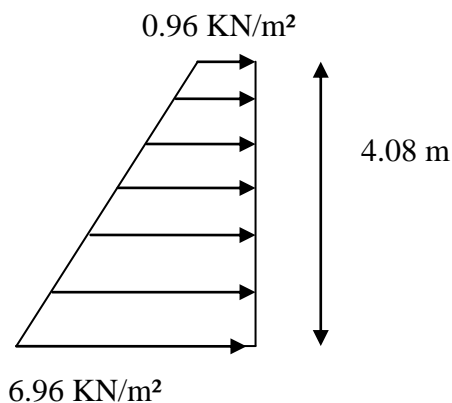


Fig. IX-1 : diagramme des contraintes à l'ELU

➤ Calcul dynamique :

$$\sigma_h = k_{ad} \times (1 + k_v) \times \sigma_v$$

$$k_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^{-2}$$

$A = 0,15$: coefficient d'accélération de zone (Art10.4.2)

$k_v = 0.045$

$$\theta = \operatorname{arctg} (k_h / 1 \pm k_v) =$$

$$\beta = 0 \quad \theta = 8.16^\circ$$

$$k_{ad} = 1.26$$

$$\sigma_h = k_{ad} \cdot (1 + k_v) \cdot \sigma_v = k_{ad} \cdot (1 + k_v) \cdot \gamma \cdot h = 22.38xh$$

Pour $h = 0 \text{ m} \Rightarrow \sigma_h = 0 \text{ KN/m}^2$

Pour $h = 4.08 \text{ m} \Rightarrow \sigma_h = 91.32 \text{ KN/m}^2$

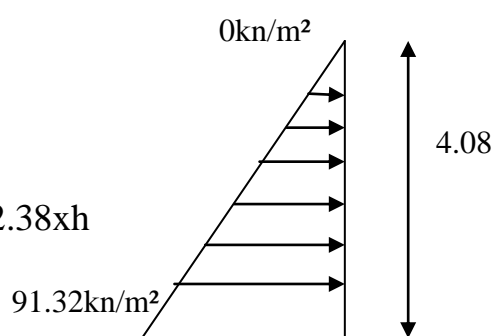


Fig.IX-2 : diagramme des contraintes dynamique

➤ ELS :

$$\sigma_h = K_a \times \sigma_v = K_a (q + \gamma \times h)$$

$$h=0 \text{ m} \longrightarrow \sigma_h = 0.064 \times 10 = 0.64 \text{ kn/m}^2$$

$$h=4.08 \text{ m} \longrightarrow \sigma_h = 0.064 (10 + 17 \times 4.08) = 5.08 \text{ kn/m}^2$$

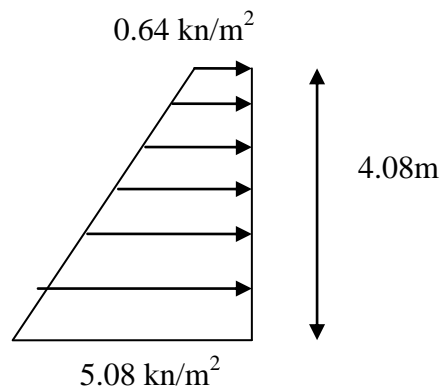


Fig IX-3 : diagramme des contraintes à l'ELS

5. Charges moyennes à considérer dans les calculs pour une bande de 1 m :

$$\text{Calcul dynamique : } q_{\text{dyn}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 91.32 + 0}{4} = 68.49 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 6.96 + 0.96}{4} = 5.46 \text{ kn/m}^2$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 5.08 + 0.64}{4} = 3.97 \text{ kn/m}^2$$

IX.II. Ferrailage du mur plaque :**a) Méthode de calcul :**

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux appuyés sur 4 appuis.

b) Détermination des moments à l'ELU: $v = 0$

Le panneau considéré est un panneau de rive, continu au-delà de ses appuis. Et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

$$\text{Appui de rive : } \begin{cases} \text{Moment en travée : } 0,85M_x \\ \text{Moment d'encastrement : } 0,3M_x \end{cases}$$

$$\text{Appui intermédiaire : } \begin{cases} \text{moments en travée : } 0.75M_y \\ \text{moments d'encastrement : } 0.5M_y \end{cases}$$

Identification des panneaux :

$$L_x = 4.08 \text{ m}$$

$$L_y = 5.21 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.78 > 0.4 \longrightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

$$\rho = 0.78 \longrightarrow \mu_x = 0.058 ; \mu_y = 0.560$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0.058 \times 68.49 \times (4.08)^2 = 66.12 \text{ KNm}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 66.12 \times 0.560 = 37.03 \text{ KNm}$$

Correction des moments :**Sens XX :**

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.3 M_{ox} = 0.3 \times 66.12 = 19.83 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 M_{ox} = 56.20 \text{ KN.m}$$

Sens YY :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{oy} = 0.5 \times 37.03 = 18.51 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 M_{oy} = 0.75 \times 37.03 = 27.77 \text{ KN.m}$$

c) Détermination des armatures :

$h = 20 \text{ cm}$

$d = 18 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm}$

$A_{\min} = 0,10\% \cdot b \cdot h = 2 \text{ cm}^2 \text{ (RPA99version 2003/ART 10.1.2)}$

$$\mu = \frac{M_{xa}}{bd_x^2 f_{bu}} = \frac{19.83 \cdot 10^3}{(100) \cdot (18)^2 \cdot 14,2} = 0,048 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$\mu = 0,048 \Rightarrow \beta = 0,975.$

$$A_x = \frac{M_{xa}}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{19.83 \cdot 10^3}{0,975 \cdot 18 \cdot 348} = 3.43 \text{ cm}^2.$$

Sens	zone	M _u (KN.m)	μ _u	μ ₁	section	β	A(cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	e(cm)
XX	Appuis	19.83	0.048	0.392	SSA	0.975	3.43	2,00	5HA14=7.69	20
	Travée	56.20	0.136	0.392	SSA	0.927	10.24	2,00	7HA14=10.77	15
YY	Appuis	18.51	0.045	0.392	SSA	0.977	3.20	2,00	5HA12=5.65	20
	Travée	27.77	0.068	0.392	SSA	0.965	4.86	2,00	7HA12=7.91	15

• **Tableau X-8 : ferrailage de mur plaque.**

d) Vérification à l'ELS :

ELS : v = 0,2

$\rho = 0.78 \rightarrow \mu_x = 0.058 ; \mu_y = 0.560$

$M_{ox} = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0.058 \times 3.97 \times (4.08)^2 = 3.83 \text{ KN.m}$

$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 2.15 \text{ KN.m}$

Correction des moments :

Sens XX :

Aux appuis : $M_a = 0.3 M_{ox} = 1.15 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.85 M_{ox} = 3.25 \text{ KN.m}$

Sens YY :

Aux appuis : $M_a = 0.5 M_{oy} = 1.075 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.75 M_{oy} = 1.62 \text{ KN.m}$

❖ Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

La fissuration est considérée préjudiciable, on doit donc vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta \times f_{ij}}\right)$$

La contrainte de compression dans le béton : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

➤ Sens (x-x)

1) Aux appuis :

La section d'armatures adoptée est $A_s = 7.69 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 7.69}{100 \times 18} = 0,334 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0,910 \quad \longrightarrow \quad K_1 = 40.56$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \sigma_s = \frac{1.15 \times 10^3}{0,910 \times 18 \times 7.69} = 9.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \sigma_{bc} = \frac{9.67}{40.56} = 0.238 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.238 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2) En travée :

La section d'armatures adoptée est $A_s = 10.77 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 10.77}{100 \times 18} = 0,633 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0,883 \quad \longrightarrow \quad K_1 = 27.73$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \sigma_s = \frac{3.25 \times 10^3}{0,883 \times 18 \times 10.77} = 20.11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \sigma_{bc} = \frac{20.11}{27.73} = 0.73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.73 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ Sens (y-y) :

3) Aux appuis :

La section d'armatures adoptée est $A_s = 5.56 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 5.56}{100 \times 18} = 0,324 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0,911 \quad \longrightarrow \quad K_1 = 41.18$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \sigma_s = \frac{1.075 \times 10^3}{0,911 \times 18 \times 5.56} = 1.24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \sigma_{bc} = \frac{1.24}{41.18} = 0.030 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.030 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4) En travée :

La section d'armatures adoptée est $A_s = 7.91 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 7.91}{100 \times 18} = 0,465 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0,897 \quad \longrightarrow \quad K_1 = 33,54$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \sigma_s = \frac{1,62 \times 10^3}{0,897 \times 18 \times 7,91} = 1,43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \sigma_{bc} = \frac{1,43}{33,5} = 0,043 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,043 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

e) Vérification de la flèche :

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons nous dispenser de cette vérification sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$1) \frac{h}{L} \succ \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{L} \succ \frac{M_t}{10 M_0}$$

$$3) \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec : $h = 20 \text{ cm}$ hauteur totale,
 L : portée entre nus d'appuis,
 M_t : moment maximum en travée,
 M_0 : valeur maximum du moment isostatique,
 A : section des armatures,
 b : longueur de la section,
 d : hauteur utile de la section droite.

Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20 M_u}$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{20}{408} = 0,049 \geq \frac{M_t}{20 M_u} = \frac{0,85 M_u}{20 M_u} = 0,04 \quad \longrightarrow \quad \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{5,56}{100 \times 18} = 0,003 < \frac{2}{400} = 0,005 \quad \longrightarrow \quad \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{7,69}{100 \times 18} = 0,0042 < \frac{2}{400} = 0,005 \quad \longrightarrow \quad \text{vérifiée}$$

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

Conclusion

Ce projet de fin d'études qui est notre première expérience nous a été très bénéfique et enrichissante, non seulement du fait que nous avons pu synthétiser nos différents acquis et de mettre en application directe plusieurs de nos cours enseignés précédemment notamment la dynamique des structures, le béton armé, la résistance des matériaux et encore la mécanique des sols, et ainsi faire une synchronisation entre les connaissances théoriques et pratiques.

Les difficultés rencontrées au cours de cette étude nous ont conduites à nous documenter et approfondir davantage nos recherches et connaissances en génie civil au-delà de ce que nous avons eu la chance d'étudier durant notre cursus universitaire.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons **ROBOT** que nous avons appris à maîtriser durant la réalisation de ce projet.

À terme, nous souhaitons que ce modeste travail sera pris comme support utile et comme une petite contribution pour les promotions avenir.

Bibliographie

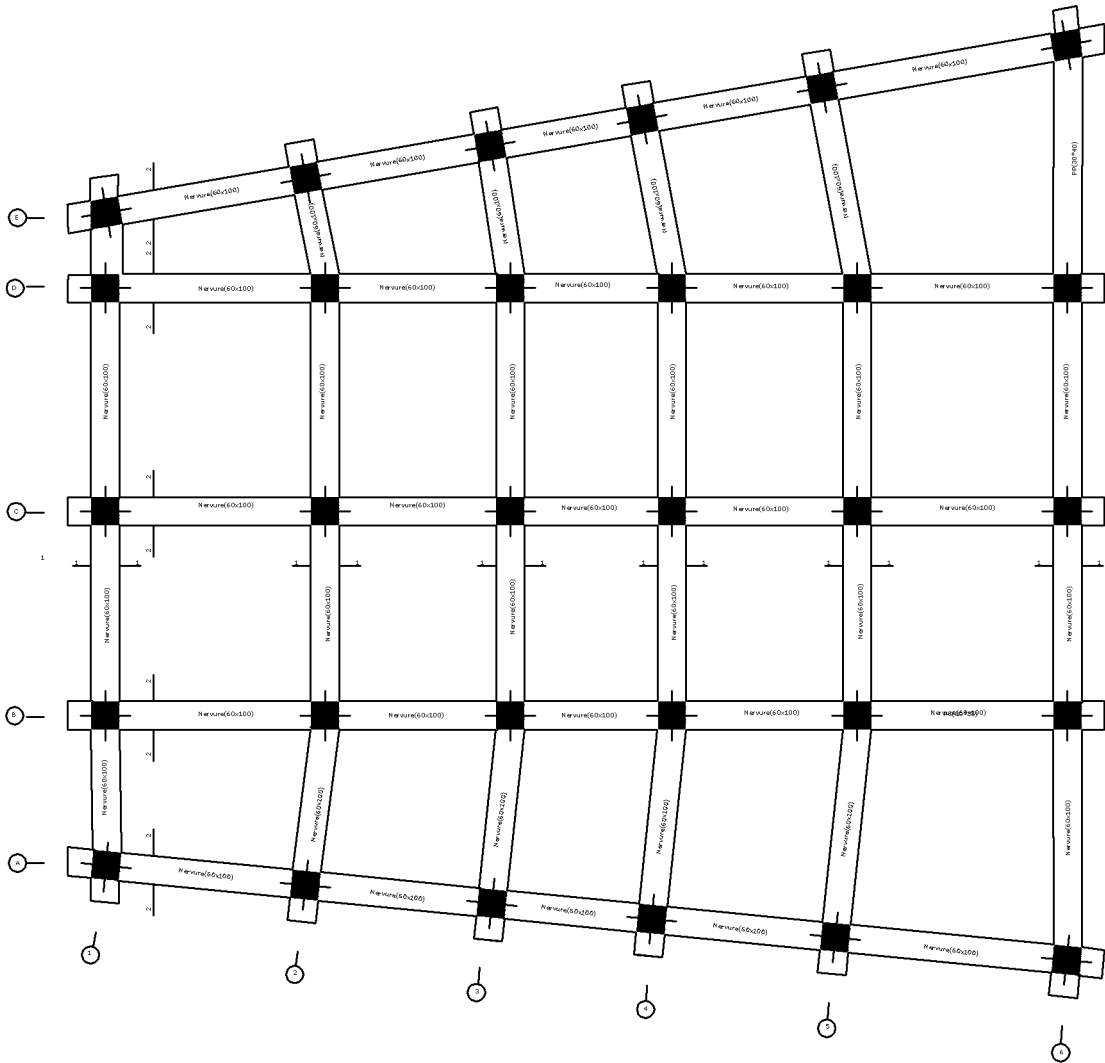
I- Règlements :

- 1- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- 2- Règles de Conception et de Calcul des Structures - Béton Armé CBA93.
- 3- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91 modifiée 99.
- 4- Document technique règlementaire DTR B.C.2.2.
- 5- Document technique unifié DTU.

II- Ouvrage :

- 1- calcul pratique des ossatures de bâtiments en béton armé
D'Albert FUENTES
- 3- Formulaire du béton armé de **Victor DAVIDOVICI**
- 4- Les abaques de **PIGEAUD**
- 5- Les mémoires de fin d'études des promotions précédentes.

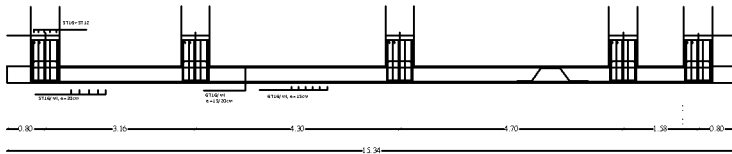
Plan de coffrage du radier



Coupe 1-1

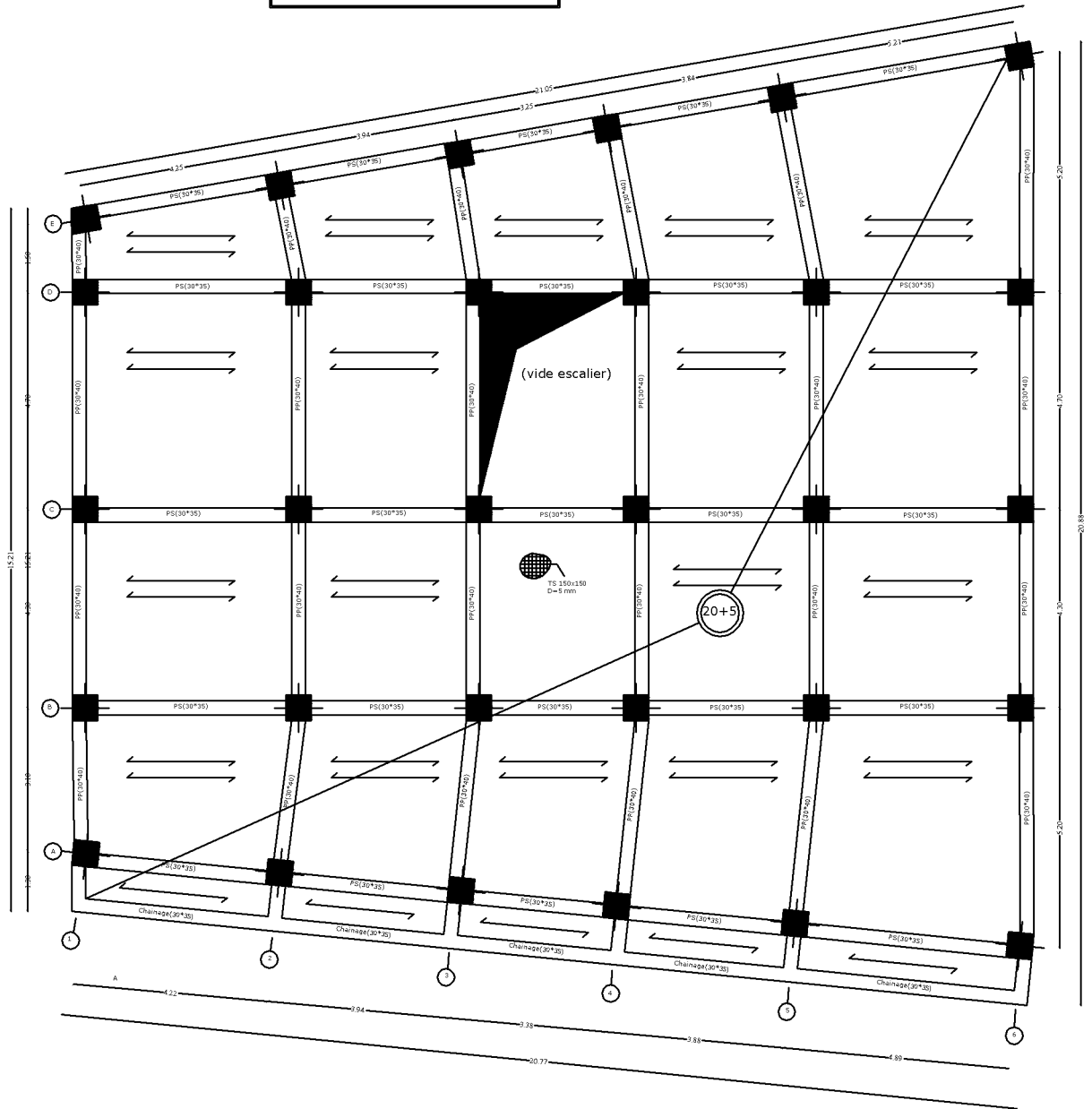


Coupe 2-2



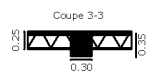
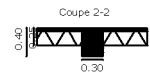
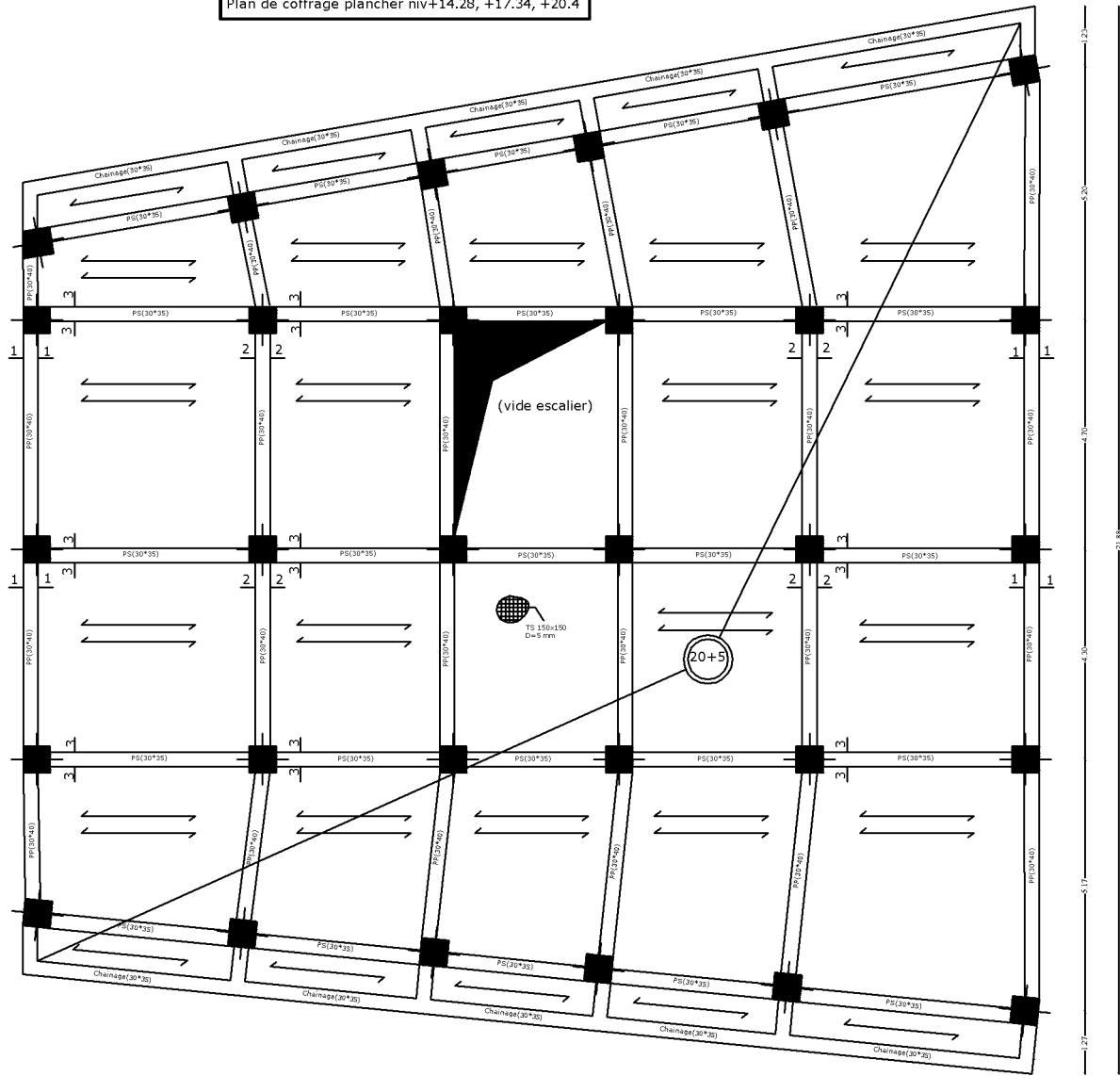
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
VILLE DE: TASSART		
LIEU-EST: FERAGLIN		
DOSSIER: GENIE CIVIL		
PROJET: Bâtiment R+6+3S-sols à usage multiple		
TITRE DE DESSIN		
Plan de coffrage radier	Fait par:	GUEDMIMEY
		HEDDARJ
Echelle: 1/100	NOS: 006	Dirigé par: Mr. HAMZA A
Date: Septembre 2016		

Plan de coffrage niv+4.08, +7.14, +10.20



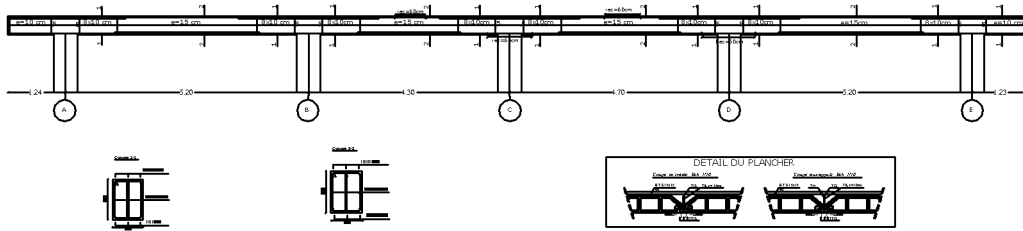
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
VILLE DE TIZI-ZIRT		
LIEU-DIT: FERGALAIN		
DOSSIER: GENIE CIVIL		
PROJET: Bâtiment R+6+3S-sols à usage multiple		
TITRE DE DESSIN		
Plan de coffrage plancher Niv : +4.08, +7.14, +10.20	Fait par:	GUEDMMEY
		HADDARJ
Echelle: 1:100	N°1	Dirigé par: M: HAMZAA
Date: Septembre 2016		

Plan de coffrage plancher niv+14.28, +17.34, +20.4

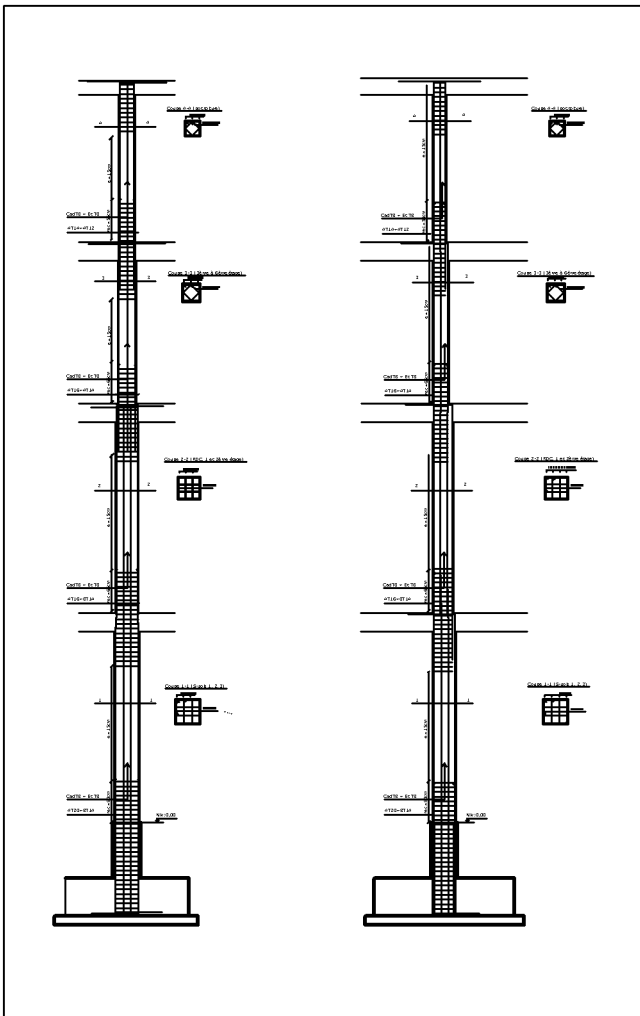
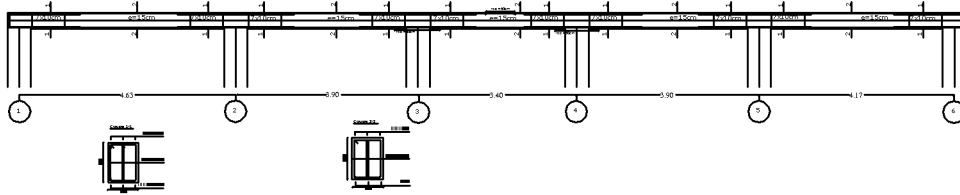


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
VILLE DE TIZI ZIRT LEU-DIT : PEARGUN		
DOSSIER : GENIE CIVIL		
PROJET : Bâtiment R+6+3S- sols à usage multiple		
TITRE DE DESSIN		
- Plan de coffrage plancher Niv: +14.28 +17.34 +20.40	Fait par:	GUEDMIME Y
Echelle: 1/50	N°:	HADDARJ
Date: Septembre 2016	Dirigé par:	Mr. HAMZAA

Ferrailage poutre principale(30x40)

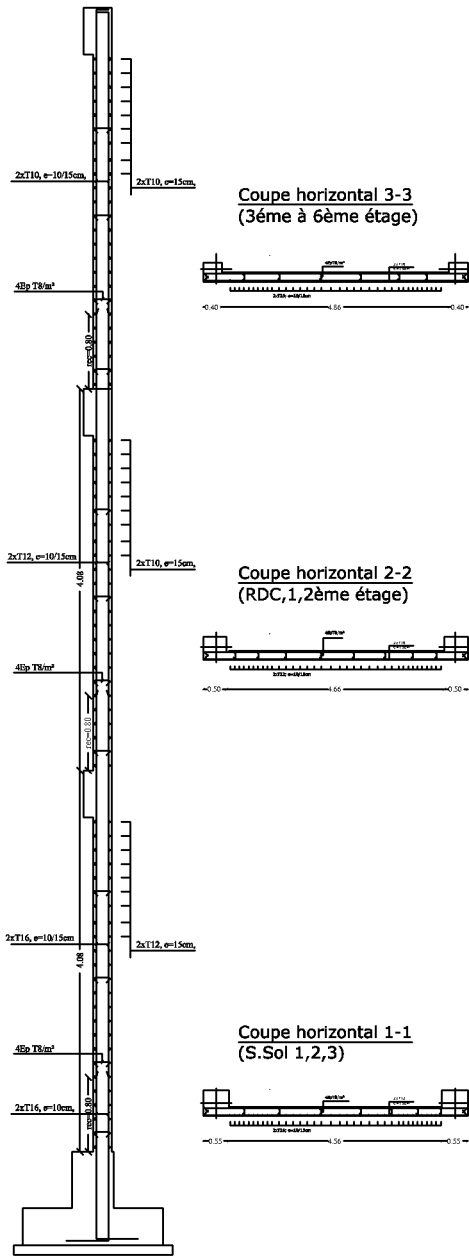


Ferrailage poutre secondaire(30x35)

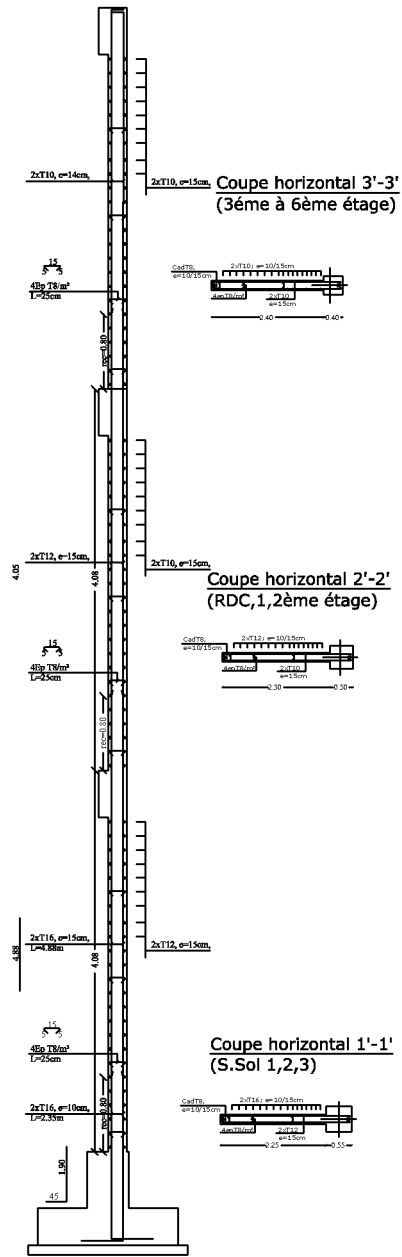


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
VILLES DE INBIJIN LIEU-DIT: FERAGUN	
DOSSIER: GIEBE CIVIL	
PROJET: Bâtiment R+6+3S-sols à usage multiple	
REPERES DE DESSIN	
- Fer des poutres principales - Fer des poutres secondaires - Fer des poteaux	Paré par: HADDARJ
Echelle: 1/20 Date: Septembre 2016	NO4 Dessiné par: Mr: HAMZA A

Ferr des voiles transversales en élévation:

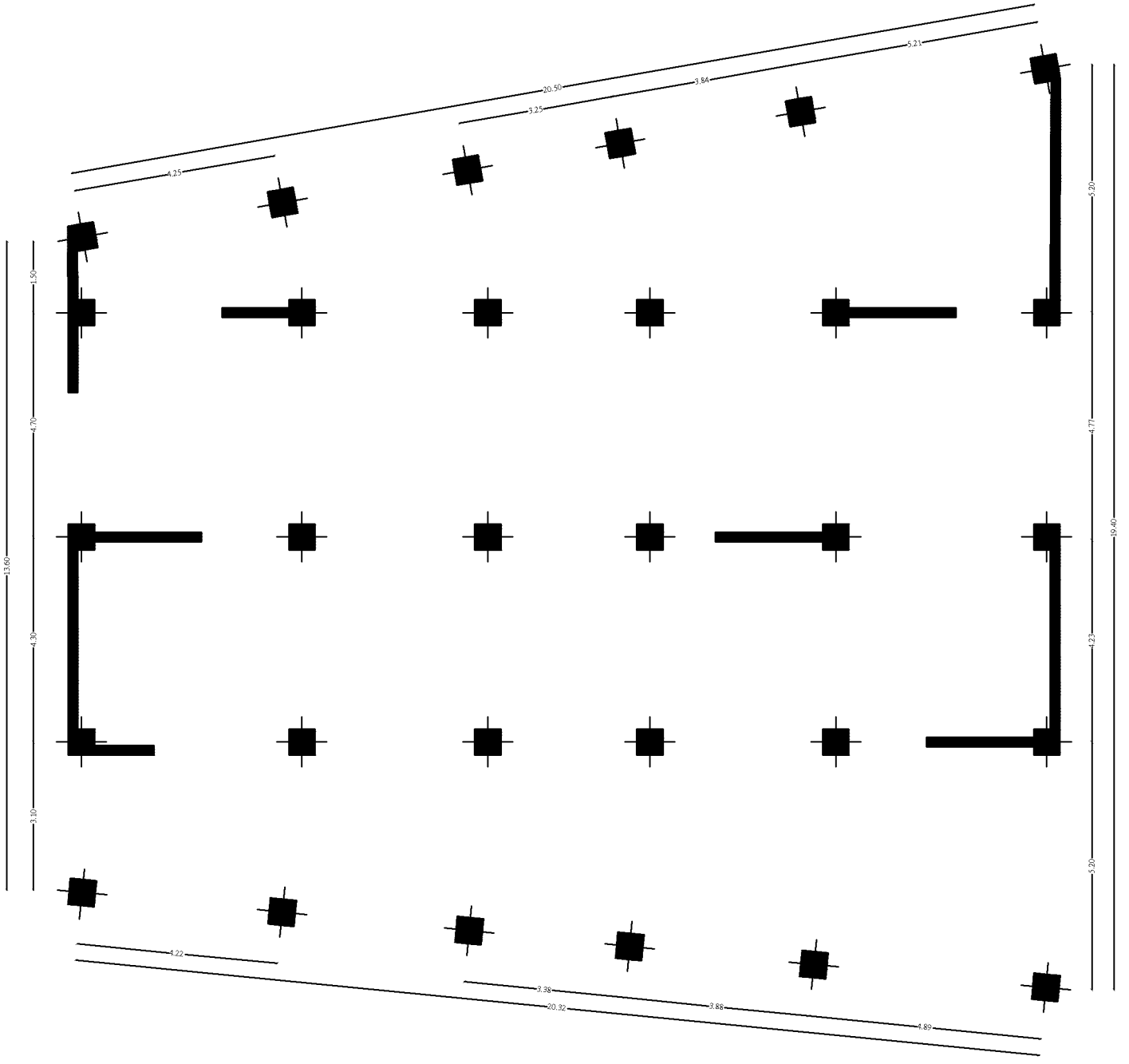


Ferr des voiles longitudinaux en élévation:



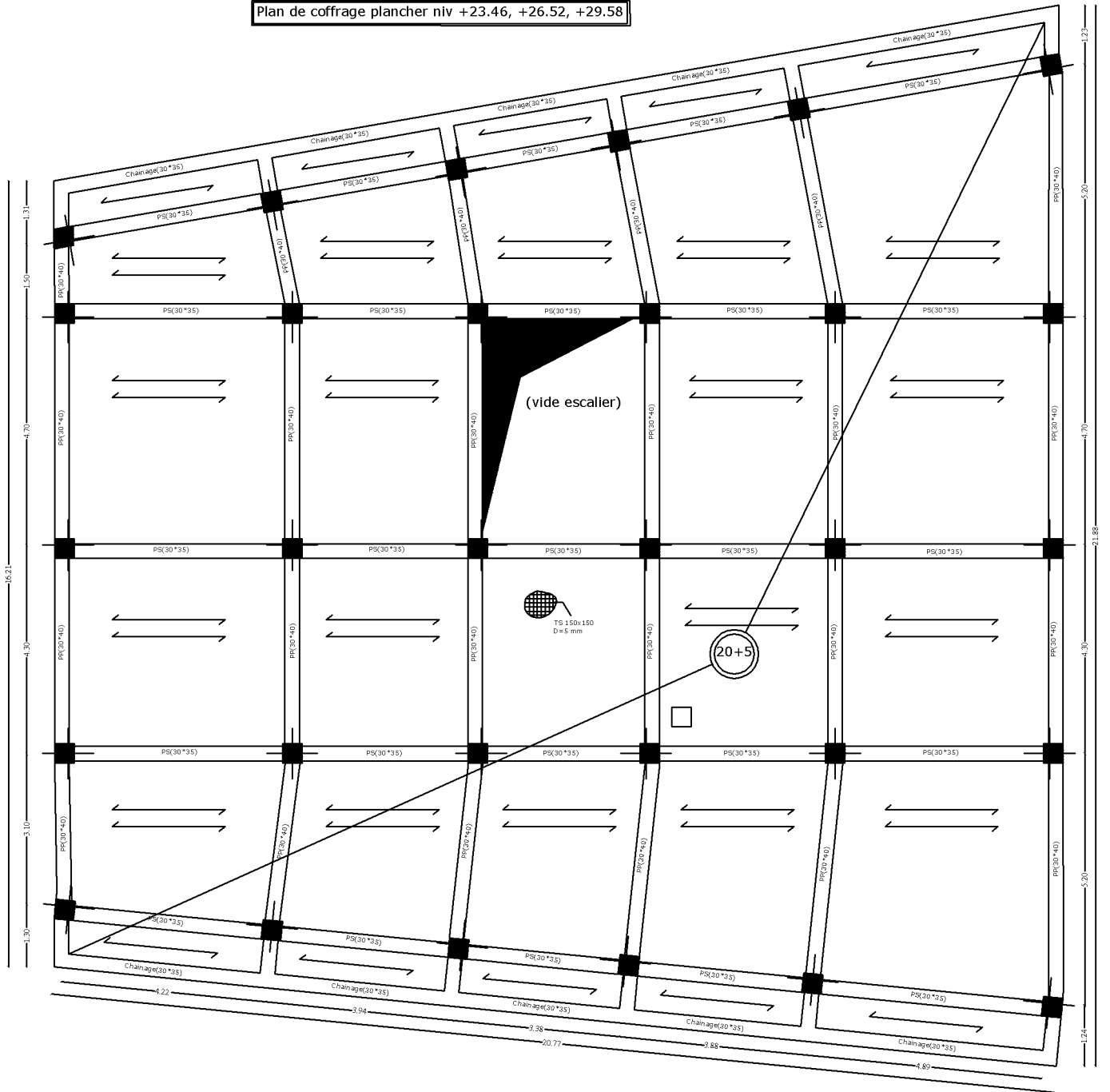
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE			
VILLE DE: TIZART			
LIEU-INT: FERRAOLIN			
DOSSIER: VENTE CIVIL			
PROJET: Bâtiment R+6+3S-sols à usage multiple			
BUREAU DE L'ESSAI		Fait par: CUEDMIMEY	
- Ferrailage de voiles		HADDARJ	
Echelle: 1/50	NOS	Dirigé par: Mr HAMZA A	
Date: Septembre 2015			

Disposition des voiles



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE			
VILLE DE FIGZIKT LIBU-DIT, FESAOUN			
DOSSIER: GENIE CIVIL			
PROJET: Bâtiment R+6+3S-sols à usage multiple			
TITRE DE DESSIN		Rat par :	GUEDMIME Y
- Disposition des voiles			HADDARJ
Echelle: 1/500	N07	Dirigé par :	Mr HAMZA A
Date: Septembre 2016			

Plan de coffrage plancher niv +23.46, +26.52, +29.58



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE			
VILLES DE TICZIRT			
LIEU-DIT: FERAOUN			
DOSSIER: GENIE CIVIL			
PROJET: Bâtiment R+6+3S-sols à usage multiple			
TITRE DE DESSIN		FAIT PAR: GUEDMIMBY	
- Plan de coffrage plancher Niv : +23.46 +26.52 +29.58		HADDARJ	
Echelle: 1:100	NO3	Dirigé par:	Mr: HAMZA A
Date: Septembre 2016			