

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère DE L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université MOULOUD MAMMERI de TIZI-OUZOU
Faculté Du Génie DE LA CONSTRUCTION
Département DE Génie CIVIL

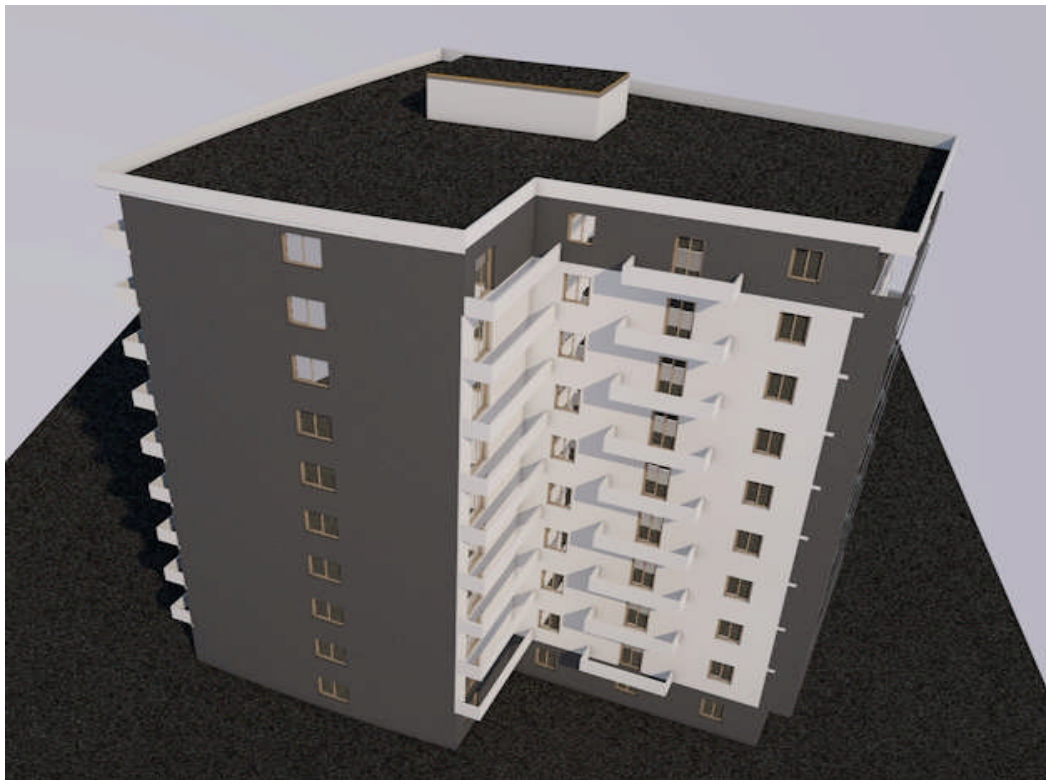


MEMOIRE FIN D'ETUDE

*En vue de l'obtention du diplôme
master professionnel en génie civil.*

THEME :

*Etude d'une structure en béton armé (RDC+9) à usage habitation
« Modélisée par ROBOT »*



Proposé par :

*Bureau d'étude
AMIRAT SLIMANE
A.E.H*

Dirigé par :

M^{me} BAIDI

Etudié par :

*M^r : BABOU M^{ed} Arezki
M^{elle} : AIT SAADA Katia*

Remerciements

- *Tout d'abord nous remercions avant tout DIEU, de nous avoir donné la force et le courage pour mener ce projet à terme.*
- *Nos chers parents de nous avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit de plusieurs années d'études.*
- *Nous tenons à témoigner notre profonde gratitude et nos remerciements les plus sincères à notre promotrice M^{me} BADI de nous avoir encadré, suivi et soutenu tout au long de ce travail.*
- *Nos remerciements les plus vifs vont également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.*
- *Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants et les travailleurs du département de Génie-Civil.*

Dédicace

Dieu merci

Je dédie ce modeste travail

À ma chère Mère, qui par son amour, son affection a toujours été là pour moi et sans qui je ne serai jamais arrivée là, tout simplement la raison de ma réussite. Je t'aime Maman

À mon très cher père qui a toujours été là pour moi, qui a su par tant de sacrifices me soutenir et m'encourager. Merci Papa

À ma très chère fiancée Katia et toute sa famille.

À mon cher frère Ziad.

À ma chère grand'mère

À toute ma famille

À tous mes amis

Moumouh

Dédicace

Dieu merci

Je dédie ce modeste travail à ceux qui m'apprennent la dignité, l'honneur et la joie de ma vie mes très chers parents et je dis merci pour leurs soutien, patience et confiance.

- A mon chère fiancé Moumouh et toute sa famille*
- A mes chères sœurs Souhila et Nacima et leur maris.*
- A mes chères frères Samir et Moumouh.*
- A mon petit ange AKSIL.*
- A tous les membres de ma famille chaque un par son nom.*
- A mes amis (es)*
- A toutes les personnes qui nous ont aidés de près et de loin.*

KATIA.

SOMMAIRE

- **Introduction.**
- **Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux...1**
- **Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente des charges..... 12**
- **Chapitre III : Calcul des éléments :**
 - III.1. Les escaliers 23
 - III.2. Les planchers..... 34
 - III.3. L'acrotère..... 65
 - III.4. Les balcons.....73
 - III.5. La dalle salle machine.....78
 - III.6. La poutre palière.....89
- **Chapitre IV : Modélisation de la structure (ROBOT).....98**
- **Chapitre V : Vérification des exigences du RPA99.....112**
- **Chapitre VI : Ferrailage des éléments :**
 - VII.1. Ferrailage des poteaux.....121
 - VII.2. Ferrailage des poutres 133
 - VII.3. Ferrailage des voiles.....145
- **Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure.....164**
- **Conclusion.**

Liste des figures

Fig. I.1 : escaliers en deux volées.

Fig. I.2: Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU

Fig. I.3 Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS.

Fig. I.4: Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier à l'ELU.

Fig. II.1 : coupe transversale d'un plancher à corps creux.

Fig. II-2 : les différents types des voiles

Fig. II-3 : Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité

Fig. II-4 : Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité

Fig. III-1-1: terminologie de l'escalier.

Fig. III-1-2 : dimensions de l'escalier.

Fig. .III-1-3 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU.

Fig. -III-2-1 : ferrailage de la dalle de compression

Fig.- III-2-1-2 : surfaces revenant aux poutrelles

Fig.- III-2-1-3 : Section de la poutrelle après coulage de la dalle de compression

Fig. .III-2-1-4 : Schéma statique de la poutrelle

Fig.-III-2-1-5 : méthode des trois moments

Fig. III-2-1-6 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU.

Fig. III-2-1-7 : section en T renversée

Fig. III-2-1-8 : la section considérée pour le calcul

Fig. III-2-1-9 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS

Fig. III-2-2-1 : panneau dalle pleine reposant sur 4cotés

Fig. III-2-2-2 : panneau de rive

Fig. III-2-2-3 : panneau intermédiaire

Fig. III-2-2-4: décomposition de la dalle pleine

Fig. III-3-1: coupe verticale de l'acrotère

Fig. III-3-2 : schéma statique et diagramme des sollicitations.

Fig. III-4-1 : disposition des armatures principales du balcon

Fig. III.5.1: Schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau du feuillet moyen

Fig. .III.5.2 : distribution des moments sur le panneau

Fig. III-6-1 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant.

Fig. III-6-2 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant.

Fig. IV-1 : modele des planchers de notre bâtiment.

Fig.IV-2 : modele des voiles de notre bâtiment.

Fig. IV-3 : diaphragmes

Fig. IV-4 : Vue en 3D de la structure étudiée.

Fig. VI-2-1 : : disposition des armatures SDA

Fig. VI-2-2 :: Délimitation de la zone nodale »

Fig. VI-3-1: Disposition des armatures verticales du voile.

Fig. VII-1: Diagramme des contraintes

Fig.-VII-2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

Fig.-VII-3:la répartirions des charges dans le panneau

Fig.-VII-4 : Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.U [KN]

Fig.-VII-5 : Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U [KN]

Fig.-VII-6: Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S [KN.m]

Fig.-VII-7 : Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.U [KN.m]

Fig.-VII-8 : Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U [KN]

Fig.- VII-9 : Diagramme de moment fléchissant à l'E.L.S

Liste des tableaux

Tab. II.1 : évaluation des charges sur le plancher terrasse inaccessible.

Tab. II.2 : évaluation des charges sur le plancher terrasse inaccessible en dalle pleine.

Tab. II.3 : évaluation des charges sur le plancher étage courant en corps creux.

Tab. II.4 : évaluation des charges sur le plancher étage courant en dalle pleine.

Tab. II-5 : Résumé des sections obtenues par la descente des charges.

Tab. II.6 : Les sections des poteaux adoptées.

Tab. III-1-1 : tableau récapitulatif des moments fléchissant et des efforts tranchants. .

Tab. III-1-2 : tableau des moments fléchissant et des efforts tranchants t à l'ELS

Tab. III-2-2-1 : charges et surcharges de la dalle pleine

Tab. III-2-2-2 : identification des panneaux des dalles

Tab. III-2-2-3 : valeurs des moments M_x et M_y

Tab. III.4-1 : évaluation des charges sur les balcons.

Tab. V-1 : Tableau de facteur de qualité Q_x pour notre structure

Tab. V-2 : Tableau de facteur de qualité Q_y pour notre structure

Tableau V-3 : vérification de l'excentricité

Tab. V-4 : pourcentages de participations des masses modales

Tab. V-5 : Tableau du déplacement latéral inter étages

TAB.-6: tableau justificatif vis-à-vis de l'effet $P - \Delta$

Tab. VI-1-1 : calcul des armatures pour les poteaux

Tab. VI-1-2: vérification des contraintes dans les poteaux

Tab VI-2-1 : Ferrailage des poutres principales aux appuis à l'ELU

Tab VI-2-2 : Ferrailage des poutres principales en travées à l'ELU

Tab VI-2-3 : Ferrailage des poutres secondaires aux appuis à l'ELU

Tab VI-2-4 : Ferrailage des poutres secondaires en travées à l'ELU

Tab VI-2-5 : Vérification de l'état limite de compression du béton sur appuis des poutres principales.

Tab VI-2-6 : Vérification de l'état limite de compression du béton en travées des poutres secondaires.

Tab VI-2-7 : Vérification de l'état limite de compression du béton sur appuis des poutres principales.

Tab VI-2-8 : Vérification de l'état limite de compression du béton sur appuis des poutres secondaires.

Tab VI-2-8 : Vérification de la flèche en travées des poutres principales

Tab VI-2-9 : Vérification de la flèche en travées des poutres secondaires

Tab. VI-3-1 : ferrailage des voiles longitudinaux VL1-VL5

Tab. VI-3-2 : ferrailage du voile longitudinal VL2-VL4

Tab. VI-3-3 : ferrailage des voiles longitudinaux VL3

Tab. VI-3-4 : ferrailage des voiles longitudinaux VL6-VL7

Tab. VI-3-5: ferrailage des voiles transversaux VL8-VL9

Tab. VI-3-6: ferrailage du voile transversal VT1-VT2

Tab. VI-3-7 : ferrailage des voiles transversaux VT3

Tab. VI-3-8 : ferrailage du voile transversal VT4-VT7

Tab. VI-3-9 : ferrailage du voile transversal VT8

Tab. VI-3-10: ferrailage des voiles transversaux VT9

Tab. VI-3-11: ferrailage du voile transversal VT5-VT6

Tab. VII-1 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversale)

Tab. VII-2 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinal)

Tab. VII-3 : résultantes des forces des semelles filantes sous poteaux.

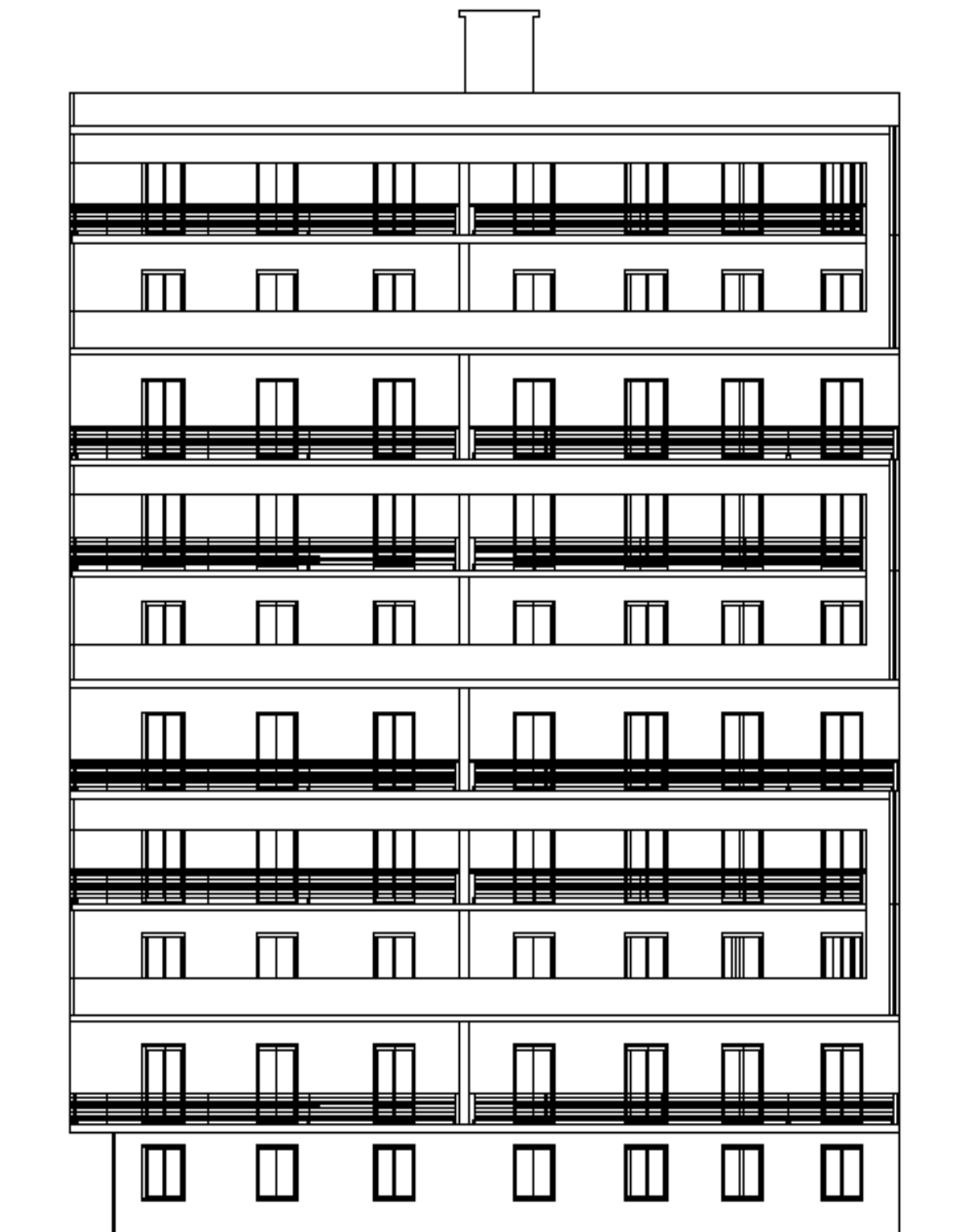
Tab. VII-4 : les contraintes développées dans le sol

Tab .VII-5 : état limite de compression du béton dans le sens transversal (1^{ier} cas)

Tab .VII-6 : état limite de compression du béton dans le sens longitudinal (1^{ier} cas)

Tab .VII-7 : état limite de compression du béton dans le sens transversal (2^{ème} cas)

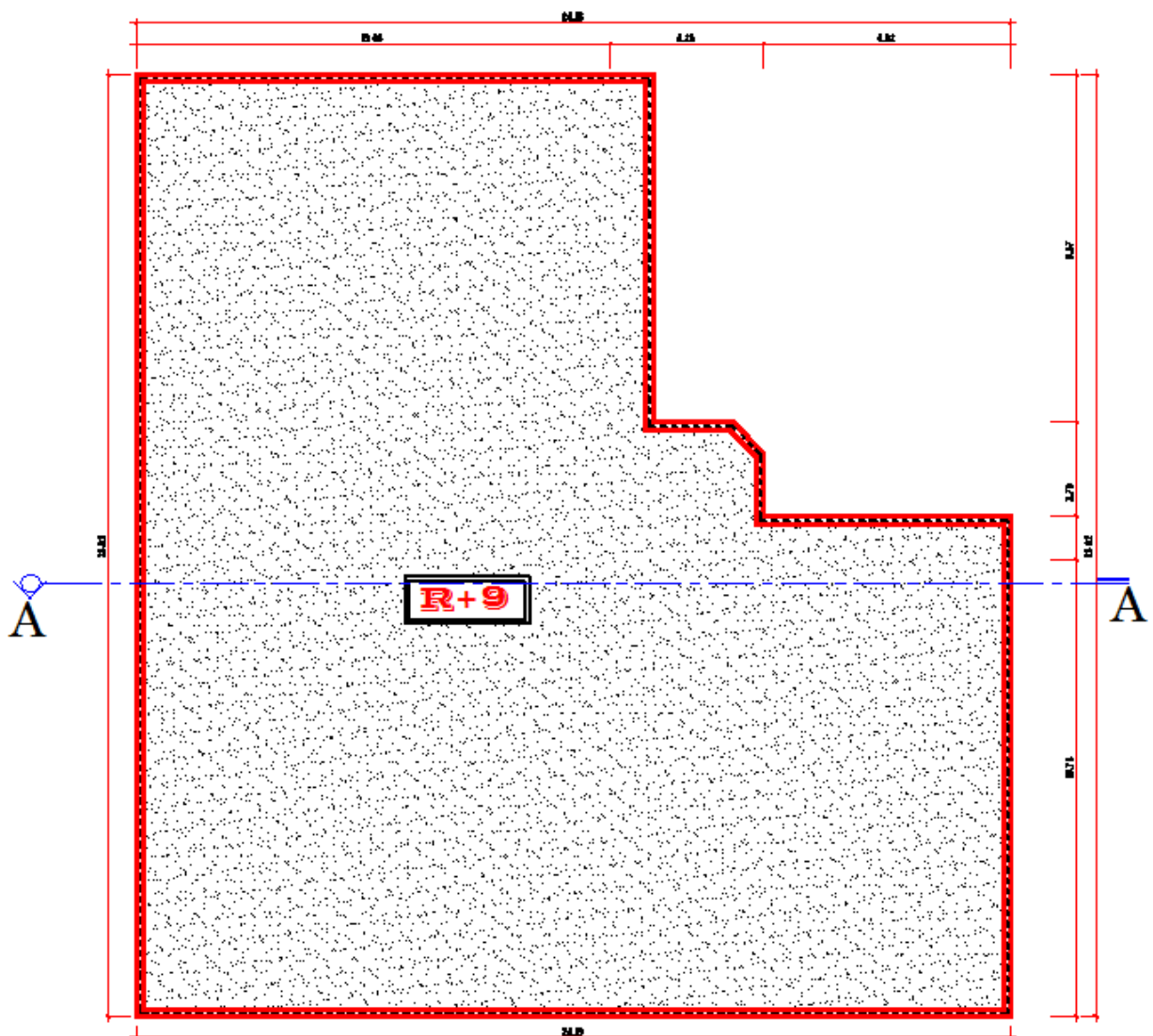
Tab .VII-8: état limite de compression du béton dans le sens longitudinal (2^{ème} cas)



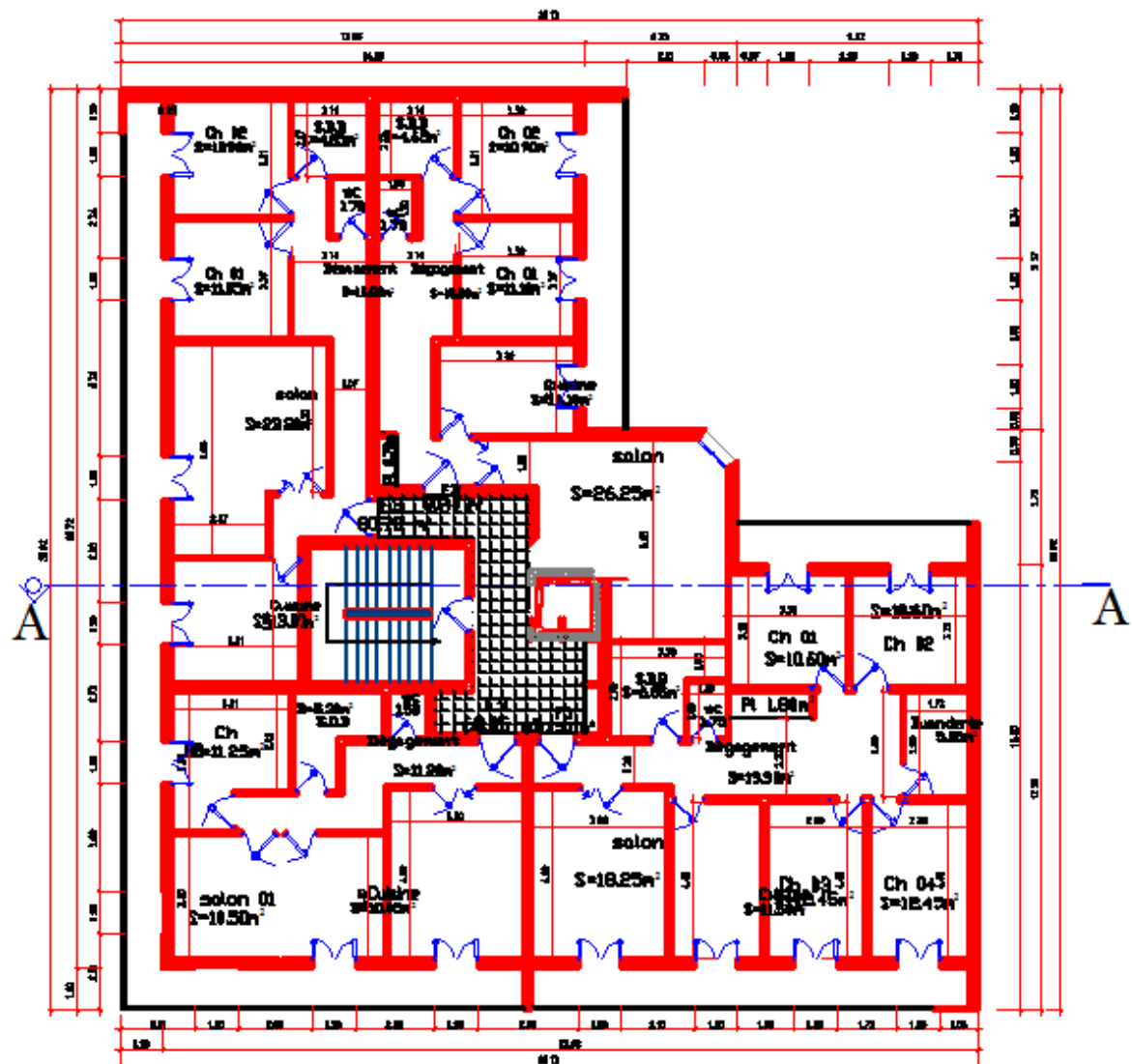
Façade principale



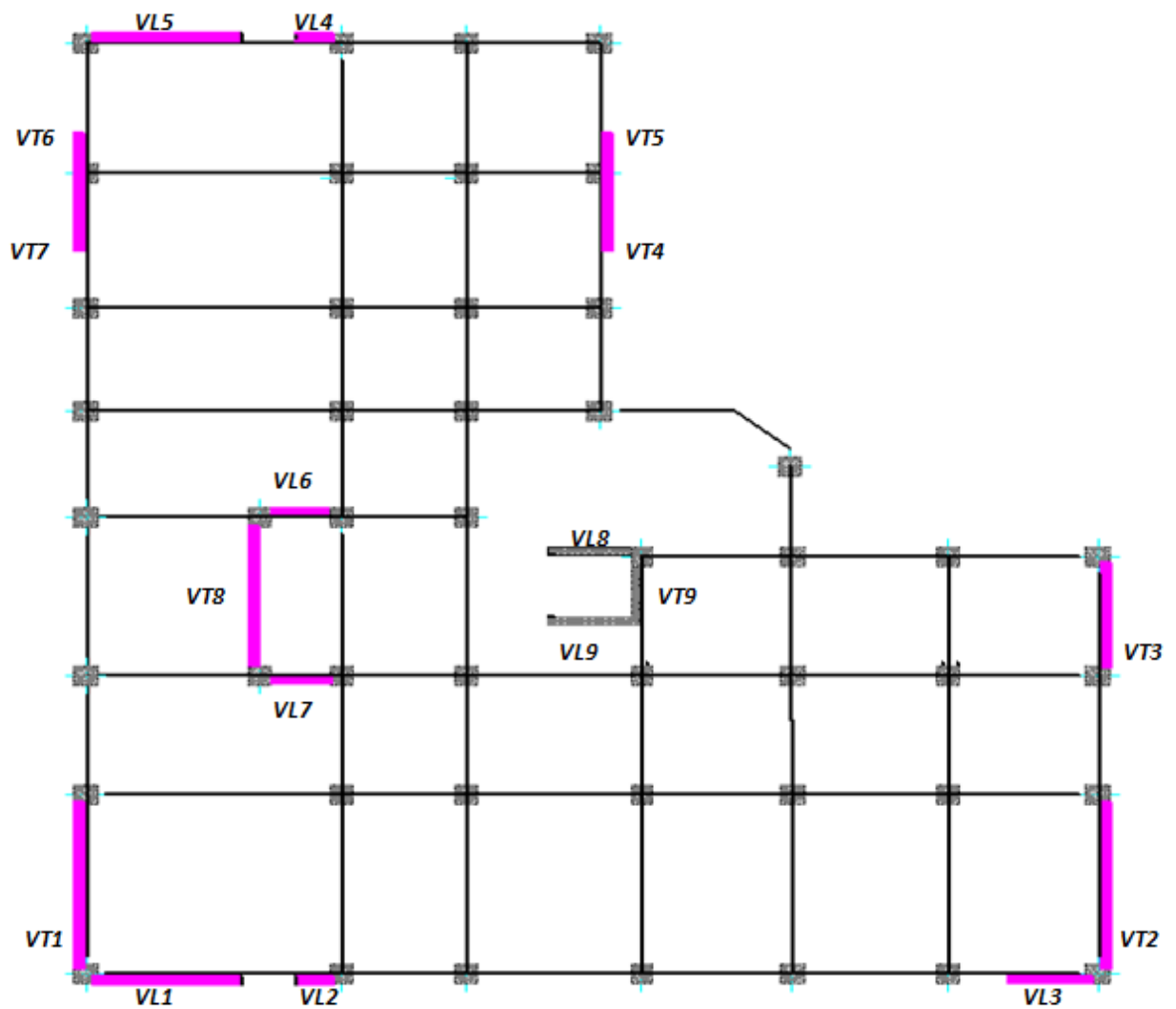
Coupe A-A



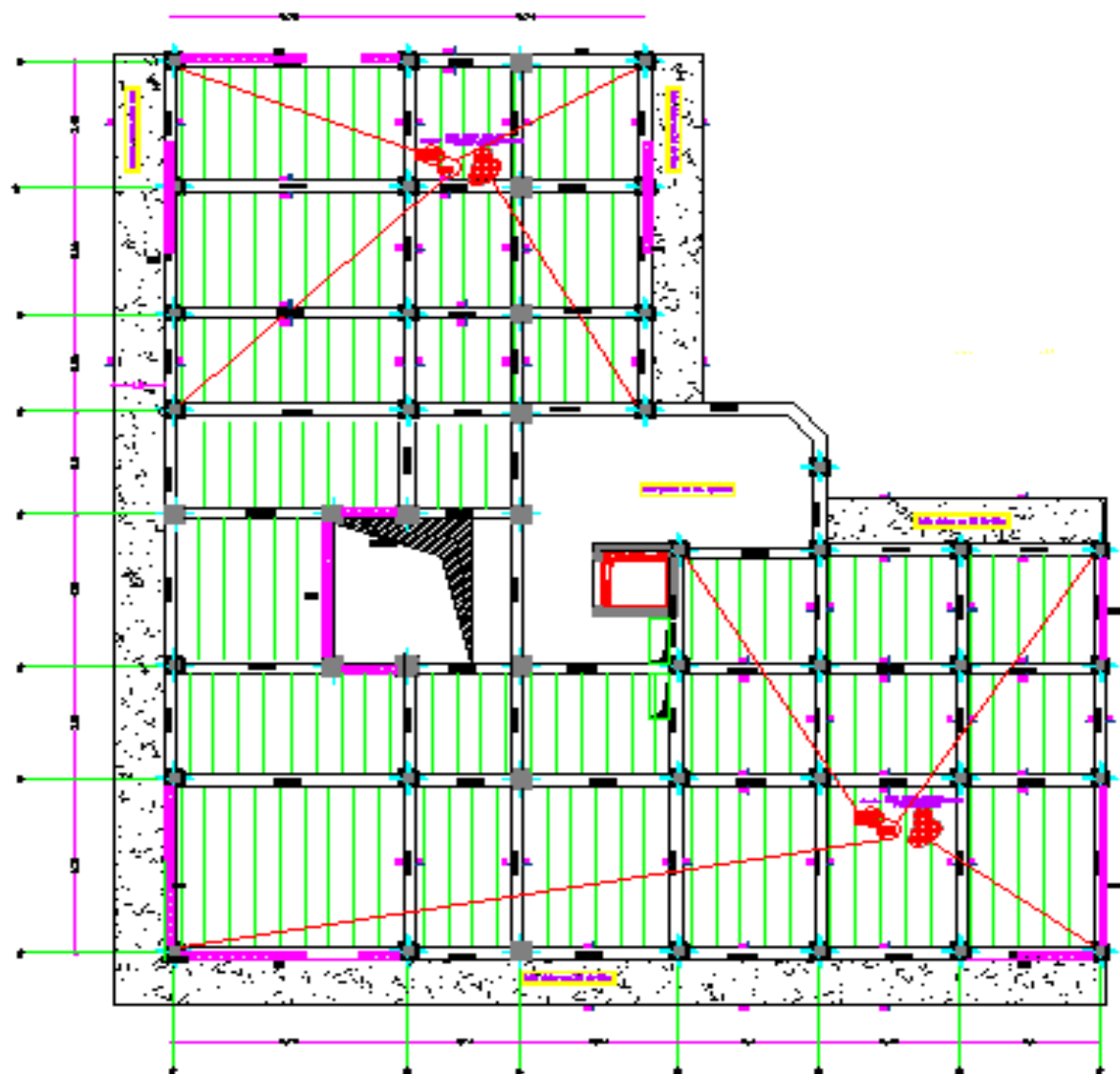
Vue en plan « terrasse »



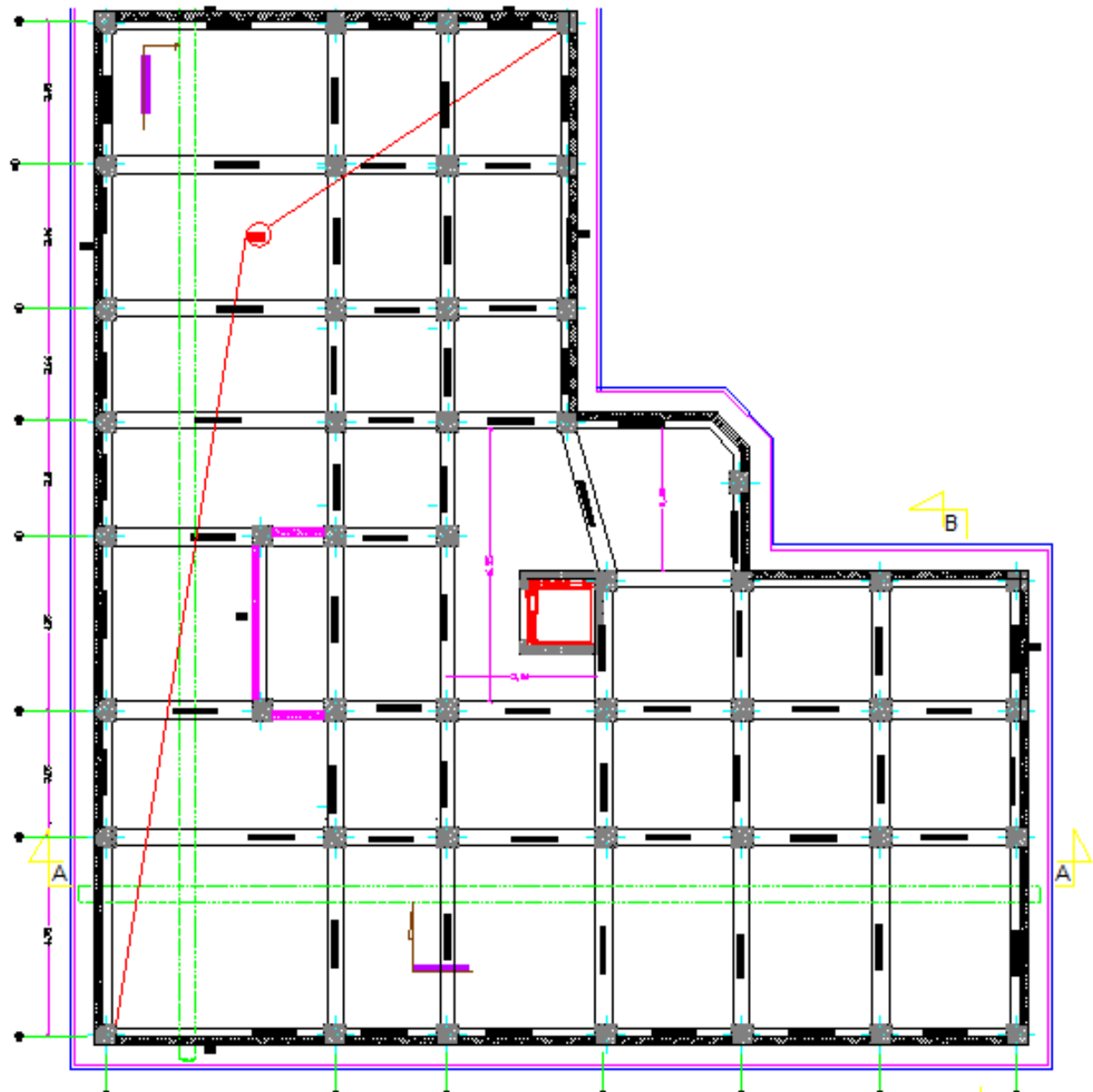
Vue en plan étage courant



Disposition des voiles



Plan de coffrage



Plan de coffrage du radier

Introduction

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Cependant les constatations faites dans le monde après les séismes destructeurs, ont montré que ce type de structure doit supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs, et par conséquent des dommages sévères sur les éléments non structuraux. De plus les demandes excessives de ductilité et les effets des deuxièmes ordres dus aux grandes déformations, peuvent provoquer la ruine de la structure.

Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résistés, sans endommagement exagéré. Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles (murs de contreventement), en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques, notons pour cela les avantages importants que présente leur utilisation par rapport au portique :

Grâce à leurs grandes rigidités vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les dommages sismiques des éléments non structuraux.

Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragme. Entre chaque voile les sollicitations sont réparties proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation. Les voiles transmettent ces efforts à la base du bâtiment et finalement au sol.

C'est dans le contexte que nous proposons d'étudier un bâtiment R+9 à usage habitation.

*Pour déterminer le comportement du bâtiment lors d'un séisme, on a utilisé le code national « règlement parasismique algérien **RPA2003** ».*

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

I.1 Présentation de l'ouvrage :

La présente note de calcul porte sur l'étude d'un bâtiment en R.D.C+9 à usage d'habitation contreventé par des voiles et portiques.

Ce dernier sera implanté dans la commune de « **Beni amrane** » wilaya de « **Boumerdes** », qui est classée selon le **RPA99 modifié en 2003** comme étant une zone de moyenne sismicité (zone II_b).

I.2 Caractéristique géométrique de l'ouvrage :

I.2.1 : Les dimensions en plan:

- Longueur du bloc : 24.70 m
- Largeur du bloc : 22.95m.
- Hauteur du RDC : 3.06m.
- Hauteur d'étage courant : 3.06m.
- Hauteur totale du bloc : 30.60m.

I.2.2 : Données du site:

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 de moyenne importance ($H_{tot} < 48m$).
- Le site est considéré comme meuble: catégorie S3.
- Selon le rapport du sol la contrainte de calcul du sol est de $\bar{\sigma} = 2$ bars

I.3 Les éléments de la structure :

a) L'ossature :

La structure est constituée d'un ensemble de portiques et de voiles en béton armé dans les deux sens (contreventement mixte), d'après le (RPA99 version 2003) pour toute structure dépassant 03 niveaux ou 11 mètres en zone II_b, le contreventement est assuré par les deux éléments :

- **Contreventement par portique** : c'est une ossature constituée de poteaux et poutres qui sont disposés d'une façon à :
 - reprendre les charges et les surcharges verticales et une partie des surcharges horizontales (vent, séisme...).
 - transmettre directement les efforts aux fondations.
- **Contreventement par voiles** : les voiles de contreventement ce sont des éléments qui assurent la stabilité sous l'action des charges horizontales

(force sismique), et d'autre part ils doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

b) Les planchers :

Ce sont des aires planes limitant les étages et assurant deux fonctions principales :

- **Fonction de résistance mécanique** : les planchers supportent leur poids propre et les surcharges et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.
- **Fonction d'isolation** : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

On a deux types de planchers :

❖ Planchers en corps creux :

Les planchers en corps creux ont pour fonction essentiel :

- La séparation des différents étages de la structure.
- La résistance aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation sur les étages.
- Transmission des efforts horizontaux aux différents éléments porteurs (poutres poteaux et voiles).
- Isolation acoustique et thermique entre les étages.
- Support des plafonds et des revêtements.

❖ Dalles pleines en béton armé :

Les dalles pleines sont prévues dans les paliers de repos des escaliers, panneaux de cage d'escalier de l'entrée principale, panneau de dalle pleine du local machine et les balcons.

c) Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments Secondaires permettant de se déplacer et relier entre les différents niveaux.

Notre structure sera munie d'une cage d'escalier du type escalier droit qui comporte deux volées adjacentes et un palier de repos, réalisés en béton armé coulés sur place.

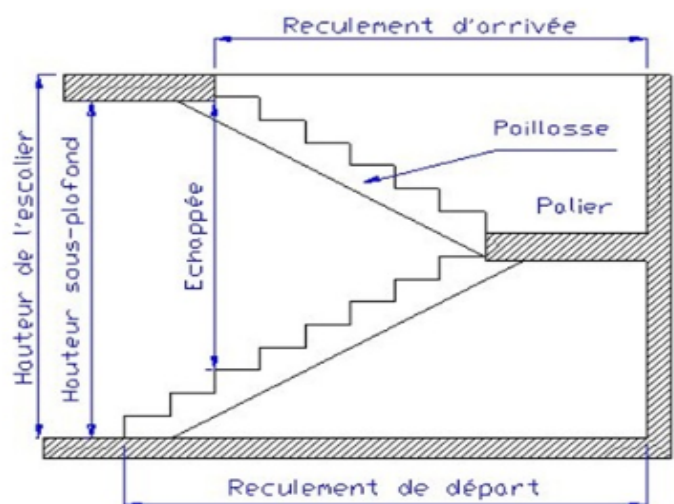


Fig. I.1 : escaliers en deux volées.

d) Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé coulé sur place.

e) Les balcons :

Le bâtiment comporte un seul type de balcon réalisé en dalle pleine.

f) La maçonnerie :

Dans notre structure il y a deux types de murs :

- **Murs extérieurs**: ils sont réalisés en double cloisons composés de deux murs en briques creuses de 10cm d'épaisseur séparés d'une lame d'air de 5cm d'épaisseur (10+5+10) pour assurer une bonne isolation thermique.
- **Murs intérieurs** : ce sont des murs réalisés en simple cloison de brique creuses de 10cm d'épaisseur qui sont destinés à séparer la surface habitable.

g) Les revêtements :

- **Le revêtement horizontal** : est réalisé en plâtre et enduit pour les plafonds et en carrelage pour les sols.
- **Le revêtement vertical** : est en mortier de ciment pour les murs extérieurs, et en plâtre et enduit pour les murs intérieurs et en céramique pour les sanitaires.

h) Les voiles :

Ce sont des murs en béton armé entrant dans la composition de l'ouvrage. Le rôle de ces derniers est de résister aux efforts horizontaux dus à l'action sismique.

i) Les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle a pour rôle la transmission des charges et surcharges au sol, donc c'est une partie essentielle de la structure puisque elle assure la stabilité du bâtiment.

Le choix de fondations dépend de l'importance de l'ouvrage et le types du sol d'implantation.

j) Acrotère :

Au niveau de la terrasse le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60cm de hauteur et de 20 cm d'épaisseur.

k) Terrasse :

La terrasse est une surface plane non accessible du bâtiment, servant à supporter son poids propre et les surcharges.

I.4 Réglementations utilisées :

L'étude se fera en respectant des règles tel que :

- CBA 93 (règles de conception et de calcul des structures en béton armé).
- RPA99 (version 2003) (règlement parasismique algérien).
- BAEL91 (béton armé à l'état limite).
- DTR (document technique réglementaire).

I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les matériaux sont l'ensemble des matières et produits mis en œuvre sur le chantier.

Le béton et l'acier sont les matériaux essentiels pour pouvoir réaliser cet ouvrage. Ils sont caractérisés par la résistance à la compression pour le béton et la résistance à la traction pour l'acier.

➤ **Le béton :**

Le béton est l'assemblage de matériaux de nature généralement minérale, il met en présence des matières appelées les granulats (gravier, sable...), liant (le ciment) et de l'eau.

Pour la réalisation de notre ouvrage on utilise un dosage en ciment de 350 kg/m³ du ciment CPJ45

A titre indicatif : on peut avoir, pour 1 m³ du béton, la composition suivante :

Granulats :

Sable : 380-450 dm³ D_g ≤ 5mm

Gravillon : 750-850 dm³ D_g ≤ 25mm

Ciment : 300-400 kg

Eau : 150-200 (l)

Le béton est défini du point de vue mécanique par :

a. La résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à « j » jours d'âge est déterminée à partir des essais sur des éprouvettes normalisées de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à « 28 » jours, définies à partir de f_{c28} , par les formules suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \cdot f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \cdot f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

Dans le calcul de notre ouvrage, nous adopterons une valeur de $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

b. La résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours ; noté f_{tj} ; est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \text{ si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \text{ si } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

$$\text{Dans notre cas pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} : f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ [MPa]}$$

C-Module de déformation longitudinale du béton :

Selon la durée d'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

- **c-1 Module de déformation longitudinale instantanée du béton :**

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il en résulte un module égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)} \quad \textbf{(ART A. 2.1.21, BAEL 91).}$$

$$\text{On a pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$$

- **c-2 Module de déformation longitudinale différée du béton :**

C'est la déformation du béton sous contraintes de longue durée d'application, elle est donnée par la formule suivante :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa).} \quad \textbf{(ART A. 2.1.22, BAEL 91).}$$

$$\text{On a Pour } f_{c28} = 25 \text{ [MPa]} \Rightarrow E_{v28} = 10818,86 \text{ [MPa]}$$

D-Module de déformation transversale :

Noté G, il caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant. Il est donné par la relation suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\vartheta)} \text{ MPa} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} E : \text{Module de Young (module d'élasticité).} \\ \vartheta : \text{Coefficient de poisson} \end{cases}$$

Coefficient de poisson (art A.2 1 3 BAEL91)

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales, il sera pris égale à :

$$\vartheta = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l} \quad \text{avec :} \quad \begin{cases} \Delta d/d : \text{déformation relative transversale.} \\ \Delta L/L : \text{déformation relative longitudinale.} \end{cases}$$

Il sera pris égale à :

$\vartheta = 0,2$ à l'état limite de service

$\vartheta = 0$ à l'état limite ultime

I-6 : Les états limites de contrainte de béton:

Ils sont définis comme des états qui correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lesquels une structure est calculées. Ils se classent en deux catégories :

I-6-1 : Etat limite ultime (E.L.U) :

Correspondant à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et la perte de résistance mécanique (rupture), qui conduisent à l'effondrement de la structure.

La contrainte ultime en compression du béton est donnée par la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{en MPa} \quad (\text{art 4 -3 .41 BAEL91})$$

Le coefficient de sécurité γ_b a pour valeurs :

$\gamma_b = 1,50$ en situation courante $\Rightarrow f_{bu} = 14,2$ Mpa. (Pour $\theta=1$).

$\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle $\Rightarrow f_{bu} = 21,74$ MPa. (Pour $\theta=0,85$).

θ : Coefficient fixé en fonction de la durée probable d'application de la Combinaison d'actions considérée.

Tableau I-1 : la variation de θ en fonction de la durée d'application des combinaisons

Durée d'application	> 24h	[h ; 24h]	< 1h
θ	1	0,9	0,85

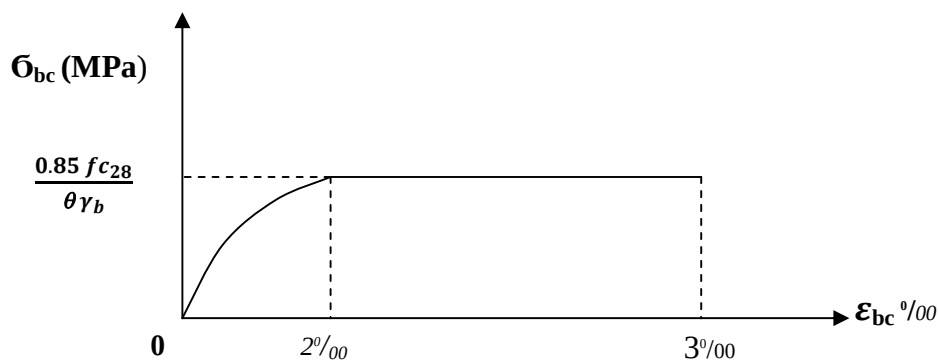


Fig. I.2: Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU

- **Contrainte limite de cisaillement :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = Vu / b_0 \cdot d \quad \text{En Mpa (art A.5.1, 1 du BAEL91)}$$

Avec :

Vu : valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

b_0 : largeur de l'âme.

d : hauteur utile de la poutre.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$\tau_u = \min \{0.13f_{c28} ; 5\text{MPa}\}$ dans le cas de fissuration peu nuisible.

$\tau_u = \min \{0.10f_{c28} ; 4\text{MPa}\}$ dans le cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

I-6-2 : état limite de service (E.L.S) :

Il correspond aux états au-delà desquels les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration ne sont plus satisfaites.

La contrainte admissible du béton à la compression est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \text{ MPa} \quad \text{Art (A.4.5, 2 BAEL 91)}$$

Pour $f_{c28}=25\text{MPa} \rightarrow \sigma_b = 15\text{MPa}$ à l'ELS.

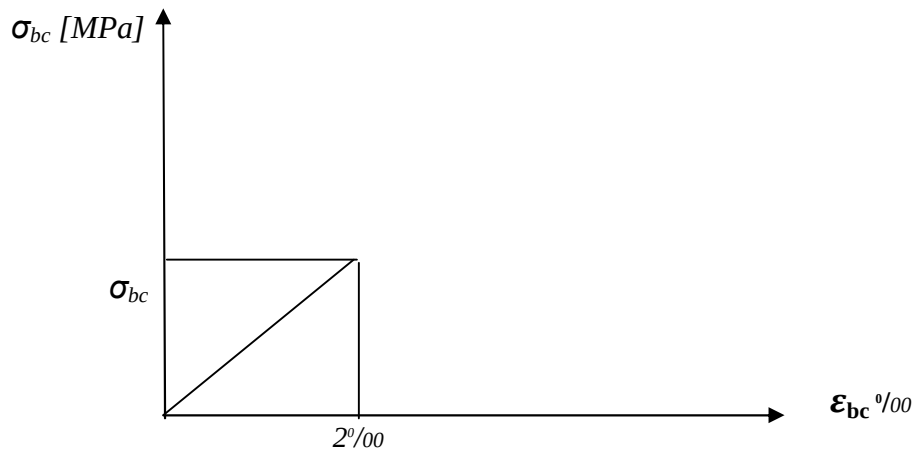


Fig. I.3 : Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS.

➤ L'acier :

Comme le béton n'a pas une bonne résistance à la traction, on est conduit à associer à ce dernier un matériau possédant une meilleure résistance à la traction. L'acier présente une très bonne résistance à la traction (et à la compression pour des élancements faibles).

Lorsqu'aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine de ‰).

Le type d'acier utilisé pour la réalisation de notre projet est : FeE400.

• Module d'élasticité longitudinal :

À l'ELS on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique. Tous les types d'aciers ont le même comportement élastique, donc le même module de Young :

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa.}$$

Art (A.2.2, 1 BAEL 91).

• Coefficient de poisson des aciers:

Le coefficient de poisson est pris égal à 0.2.

• Contrainte limite ultime des aciers :

La contrainte limite de déformation se calcul selon le BAEL91 /Art 4.3.2 sous la forme suivante :

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

Avec :

- $\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'élasticité de l'acier
- f_e : Limite d'élasticité garantie.
- γ_s : coefficient de sécurité tel que :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \text{ pour les situations courantes} & \Rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa.} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour les situations accidentelles} & \Rightarrow \sigma_{st} = 400 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

Le comportement des aciers pour le calcul à l'E L U vérifie une loi du type élasto-plastique parfait, comme décrit dans la figure ci-dessous :

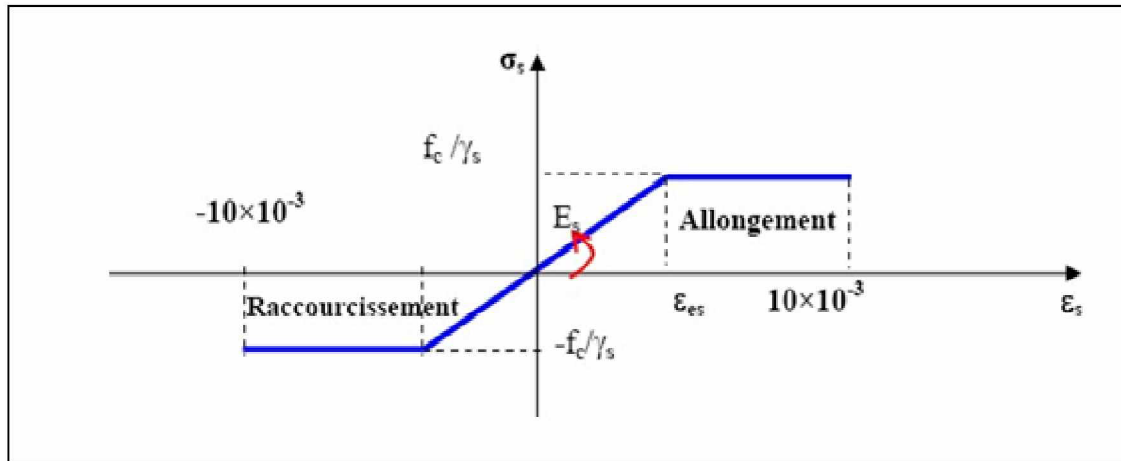


Fig. I.4 : Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier à l'ELU.

- **Contrainte limite ultime de service des aciers :**

Afin de limiter l'apparition des fissures dans le béton et donc, d'éviter la corrosion des armatures, on doit limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service.

On distingue trois (03) cas de fissurations :

- **fissuration peu nuisible :** dans ce cas l'élément se trouve dans les locaux couverts, il n'est soumis à aucune condensation. Il n'est pas nécessaire de limiter les contraintes dans les aciers.

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e \quad (\text{Mpa}) \quad \text{Art. (A.4.5, 32 BAEL91).}$$

- **fissuration préjudiciable :** lorsque les éléments en cause sont soumis à des condensations et exposés aux intempéries, la contrainte admissible de la traction dans les aciers est égale à :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta} f_{tj} \right\} \quad (\text{Mpa}) \quad \text{Art. (A.4.5, 33 BAEL91).}$$

- **fissuration très préjudiciable** : cas des éléments exposés à un milieu agressif (eau de mer).

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} \quad (\text{Mpa}) \quad \text{Art. (A.4.5, 34 BAEL91)}.$$

Avec:

f_{tj} : résistance caractéristique du béton à la traction.

η : Coefficient de fissuration.

Selon le **BAEL91/Art 7.2.1** on opte pour : $\eta = 1,6$ pour les HA ($\phi \geq 6 \text{ mm}$)

Protection des armatures : (BAEL91/Art 7.1)

Afin d'éviter des problèmes de corrosion des aciers ; il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitations de l'ouvrage

On doit donc respecter les prescriptions suivantes :

- **C=5 cm** pour des ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux toutes autres atmosphères très agressives telles que les industries chimiques.
- **C= 3cm** pour des parois soumises à des actions agressives ; des intempéries ou à des condensations.
- **C= 1cm** pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

Chapitre II: Pré dimensionnement et descente des charges :

Le pré dimensionnement des éléments permet d'avoir de façon générale l'ordre de grandeur des sections des éléments de la construction.

Les sollicitations sont de deux types :

- les sollicitations verticales résultantes des charges permanentes et des surcharges qui empruntent le cheminement : planchers, poutrelles, poutres, poteaux sont finalement transmises au sol par l'intermédiaire des fondations.
- les sollicitations horizontales généralement sismiques ou dues aux charges climatiques doivent être reprises par des éléments dits contreventements, constitués par des portiques longitudinaux et transversaux aux quels on ajoute des voiles.

Ainsi le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature sera conduit selon les prescriptions de la réglementation du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 modifié 2003**.

II-2 : Pré dimensionnement des éléments :

A) LES PLANCHERS :

a) Les planchers à corps creux :

Les planchers à corps creux sont réalisés en hourdis+une dalle de compression qui reposent sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens de la plus petite portée.

La hauteur du plancher est donnée par la formule de l'article **B.6.8.424 du BAEL91 modifié99**

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \quad [\text{cm}]$$

L : portée libre de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

h_t : hauteur totale du plancher.

Dans notre bâtiment :

$$L = 475 - 30 = 445 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc : } h_t \geq \frac{445}{22,5} = 19,778 \text{ cm}$$

On opte pour : $h_t = 20 \text{ cm}$ d'épaisseur réalisé en corps creux de 16 cm et une dalle de compression de 4 cm.

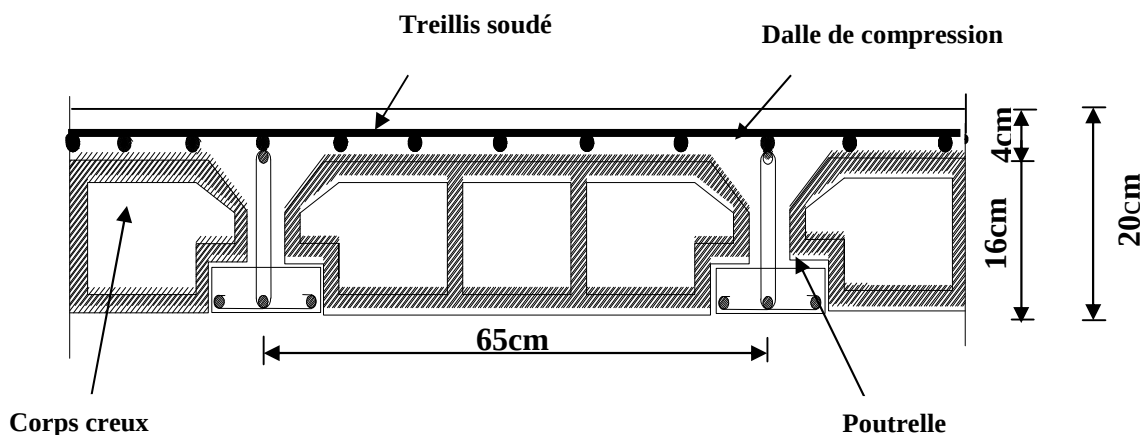


Fig. II.1 : coupe transversale d'un plancher à corps creux.

b) Les planchers en dalles pleines :

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

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

-panneau de dalle pleine reposant sur quatre appuis :

$$\text{Si } \alpha \leq 0,4 : e_p \geq l_x/25$$

$$\text{Si } 0,4 \leq \alpha \leq 1 e_p \geq l_x/30$$

$$\text{Avec : } \alpha = l_x/l_y$$

l_x : petit panneau de la dalle considéré.

l_y : grand panneau de la dalle considéré.

$$\alpha = 3,95/7,25 = 0,54$$

donc : $e_p \geq l_x/30$

$$e_p \geq 380/30 = 13,17\text{cm}$$

on prend : $e_p = 15\text{cm}$.

- **Condition de résistance au feu :**

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

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

$e=17,5\text{ cm}$ quatre heures de résistance au feu.

Avec : e : épaisseur de la dalle pleine.

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

Donc on a : $e_p=11\text{cm}$, **On prend :** $e_p=15\text{ cm}$.

- **Isolation acoustique :(règles techniques CBA 93) :**

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

La protection contre le bruit est assurée par le plancher tel que sa masse est supérieur à 350 kg/m^2 .

$$M_p = \rho_{\text{béton}} \times e_p \geq 350 \text{ kg m}^2 \longrightarrow e_p = M_p / \rho_{\text{béton}} = 350/2500 \geq 14 \text{ cm}.$$

Donc : pour la dalle pleine on opte pour une épaisseur $e_p=15\text{ cm}$.

B) LES POUTRES :

Les poutres sont des éléments en béton armé, coulées sur place dont le rôle est la transmission des charges des planchers aux éléments verticaux, on distingue deux types :

a) Poutres principales : elles sont considérées comme des appuis aux poutrelles.

b) Poutres secondaires : assurent le chainage (poteaux-voiles).

L'article A.4.14 du BAEL91 modifié 99 nous donne les conditions suivantes :

$$\text{➤ Hauteur « } h_t \text{ » : } \frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$\text{➤ Largeur « } b \text{ » : } 0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

$$\text{➤ Avec : } L_{\max} : \text{distance maximale entre axe d'appuis dans le sens considéré.}$$

-poutres principales : disposées perpendiculairement aux poutrelles suivant le sens transversal.

$$L_{max}=573-30=543 \text{ cm}$$

- La hauteur « h_t »:

$$\frac{543}{15} \leq h_t \leq \frac{543}{10}$$

$$36,2 \text{ cm} \leq h_t \leq 54,3 \text{ cm}$$

On prend : $h_t=40 \text{ cm}$

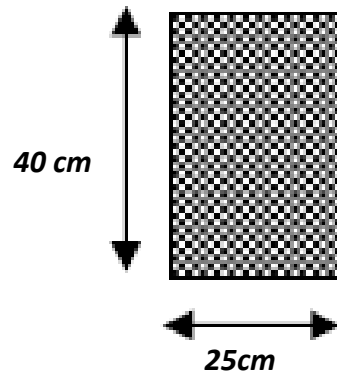
- La largeur « b » :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

$$16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

On prend : $b=25 \text{ cm}$.

-**poutres secondaires** : disposées parallèlement aux poutrelles suivant le sens longitudinal.



$$L_{max}=475-30=445 \text{ cm}$$

- La hauteur « h_t »:

$$\frac{445}{15} \leq h_t \leq \frac{445}{10}$$

$$29,67 \text{ cm} \leq h_t \leq 44,5 \text{ cm}$$

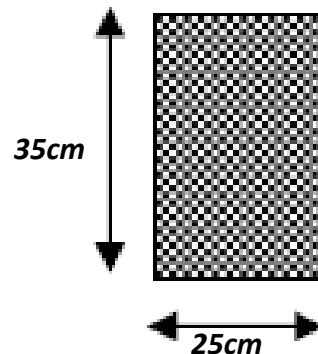
On prend : $h_t=35 \text{ cm}$

- La largeur « b » :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

$$14 \text{ cm} \leq b \leq 24,75 \text{ cm}$$

On prend : $b=25 \text{ cm}$.



Vérifications des exigences du RPA 99 Version 2003 :

Tout en respectant les conditions de l'article 7.5.10/RPA 99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm.} \\ h_t \geq 30 \text{ cm.} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4. \end{array} \right.$$

a) Les poutres principales :

$$b=25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{vérifiée}).$$

$$h_t=40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{vérifiée}).$$

$$\frac{h_t}{b} = \frac{40}{25} = 1,6 \leq 4 \dots\dots\dots (\text{Vérifiée})$$

➤ Donc la section PP ($b \times h_t$) = $(25 \times 40) \text{ cm}^2$.

b) **Poutres secondaires :**

$b=25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ (Vérifiée).

$h_t=35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ (Vérifiée).

$\frac{h_t}{b} = \frac{35}{25} = 1,4 \leq 4$ (Vérifiée).

➤ **Donc la section PS ($b \times h_t$) = (25x35) cm^2 .**

C) **LES VOILES :**

On peut considérer deux types de voiles :

- ✓ Voile simple rectangulaire ;
- ✓ Voile composé de plusieurs voiles simples, en forme de T, U, L, H, assemblés de façon rigide à former un ensemble rigide.

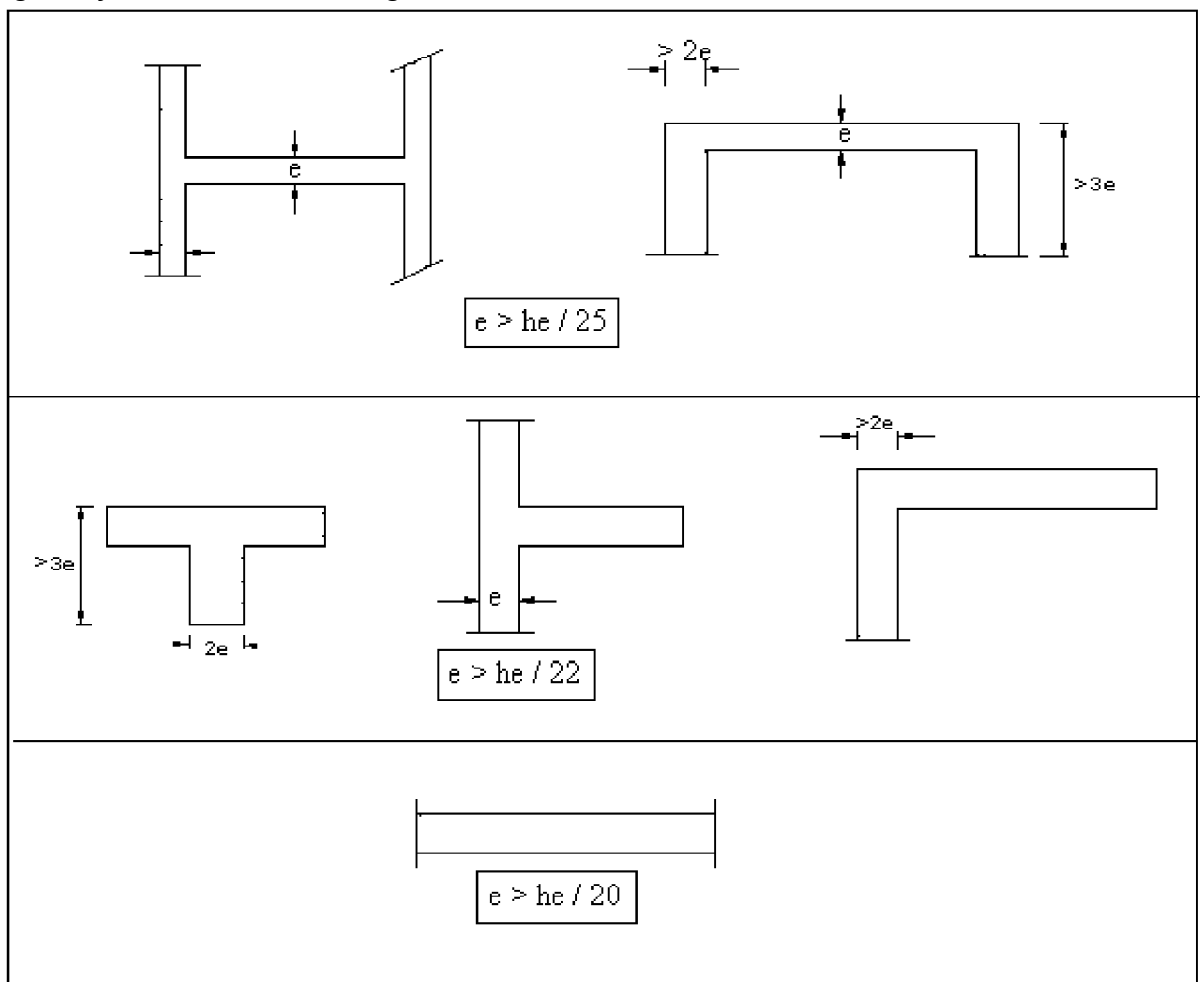


Fig. II-2 : les différents types des voiles

Selon l'article 7.7.1 du RPA 99/V2003, seuls les éléments structuraux ayant un rapport $L_{min}/e \geq 4$ sont considérés comme des voiles, dont leur épaisseur est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage avec une valeur minimale exigée par le même article de 15 cm.

L_{min} : longueur minimale des voiles.

e : épaisseur du voile.

Pour notre cas tout les étages sont identiques et tout les voiles sont simples rectangulaires avec $h_e=3,06\text{m}$

$$H_f = 306 - 20 \text{ cm} = 286 \text{ cm.}$$

20 cm : épaisseur du plancher (16+4)

$$e \geq \frac{h_f}{20}$$

$$\text{Donc : } e \geq \frac{286}{20} = 14,3 \text{ cm}$$

On opte pour : $e = 15 \text{ cm}$.

- **Vérification des exigences du RPA 99 modifié 2003 (art .7.7-1) :**

$$L_{\min} \geq 4.e.$$

$$L_{\min} = 153 \text{ cm}$$

$$4e = (4 \times 15) = 60 \text{ cm}$$

- $L_{\min} > 4e$ Condition vérifiée.
- $e = 15 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

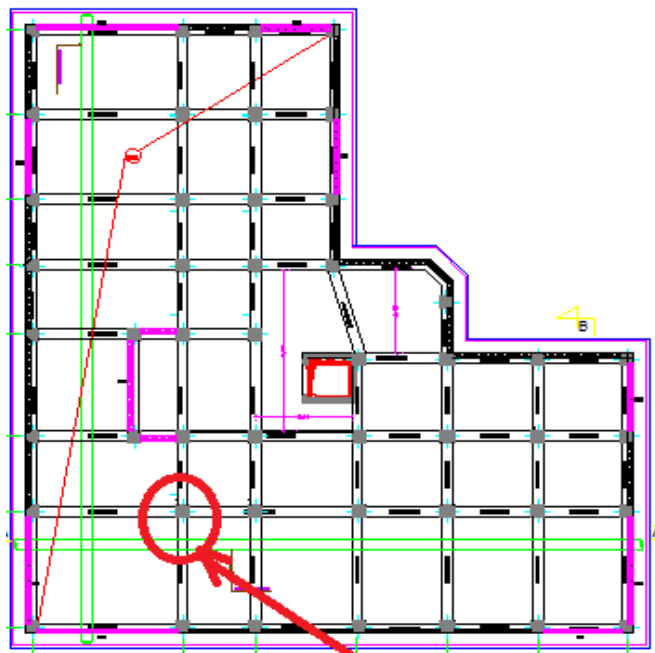
II.4 –DETERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES:

❖ La descente des charges :

La descente des charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts verticaux dans la structure depuis leur point d'application jusqu'aux fondations.

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteaux ou voile) appelées surface d'influence.

- **Localisation du poteau le plus sollicité :**



Le poteau le plus sollicité.

Fig. II-3 : Localisation du poteau le plus sollicité

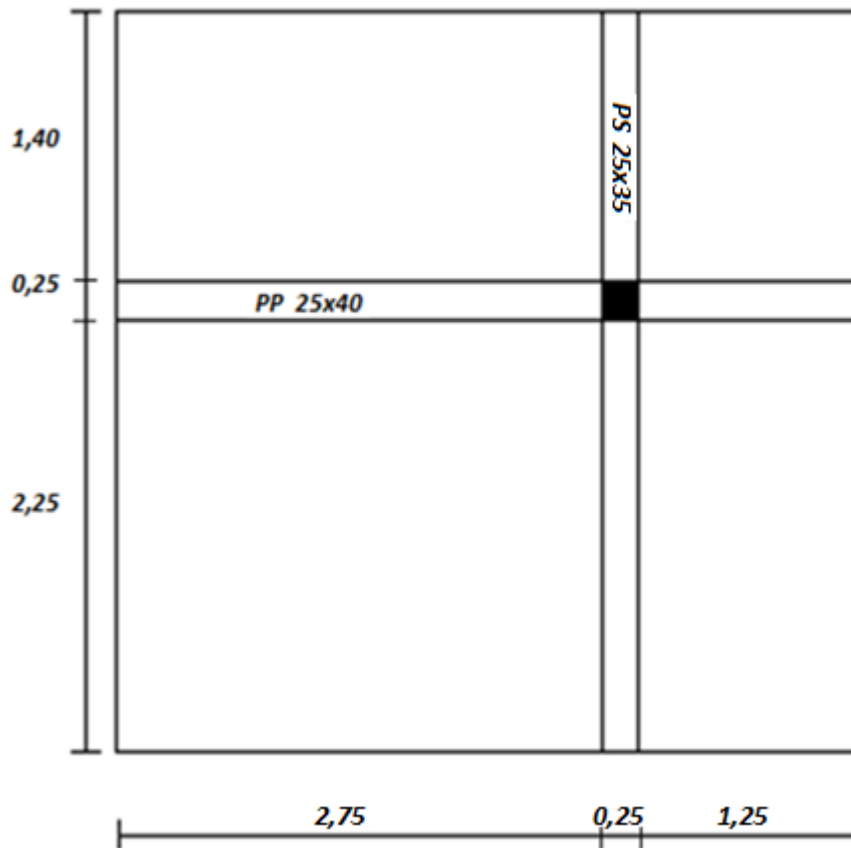


Fig. II-4 : Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité :

Calcul des surfaces :

- $S_1 = 1,40 \times 2,75 = 3,85 \text{ (m}^2\text{)}$
- $S_2 = 1,40 \times 1,25 = 1,75 \text{ (m}^2\text{)}$
- $S_3 = 2,25 \times 2,75 = 6,188 \text{ (m}^2\text{)}$
- $S_4 = 2,25 \times 1,25 = 2,87 \text{ (m}^2\text{)}$

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 14,658 \text{ (m}^2\text{)}.$$

Les charges permanentes sur les planchers :

- Plancher terrasse (corps creux):

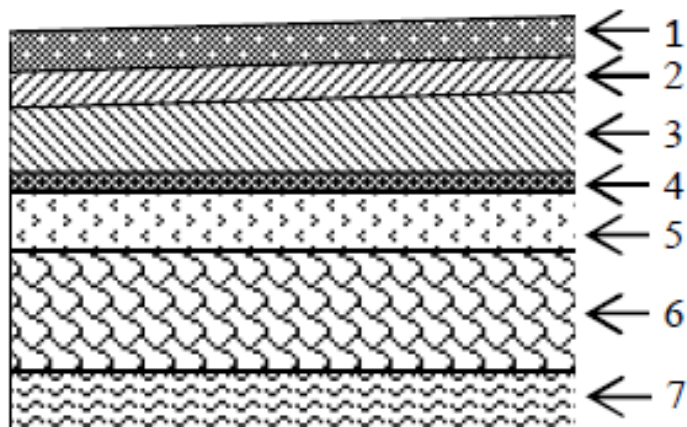


Tableau II.1 : évaluation des charges sur le plancher terrasse inaccessible.

Eléments	Epaisseurs	Charges (KN/m ²)
1. Couche de gravillon	0,05	1,00
2. Etanchéité multicouche	0,02	0,24
3. Béton en forme de pente	0,07	1,54
4. Feuille de polyane	/	0,01
5. Isolation thermique en liège	0,04	0,16
6. Plancher à corps creux	(16+4)	2,00
7. Enduit sous plafond en plâtre	0,02	0,2
		$G_{pt} = 5,15 \text{ (KN/m}^2\text{)}$

- Dalle pleine terrasse :

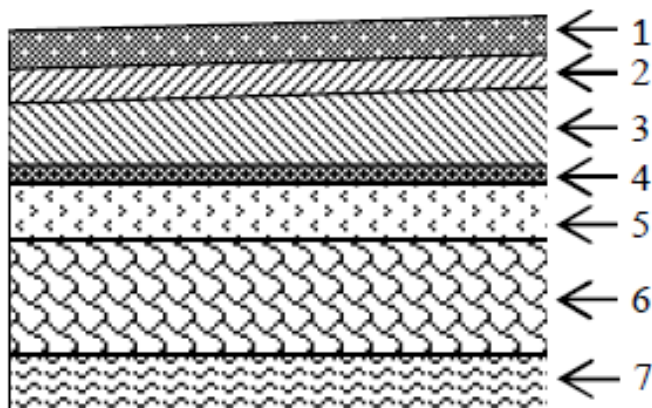


Tableau II.2 : évaluation des charges sur le plancher terrasse inaccessible en dalle pleine.

Eléments	Epaisseurs(m)	Charges (KN/m ²)
1. Couche de gravillon	0,05	1,00
2. Etanchéité multicouches	0,02	0,24
3. Béton en forme de pente	0,07	1,54
4. Feuille de polyane	/	0,01
5. Isolation thermique en liège	0,04	0,16
6. Dalle en béton	0,15	3,75
7. Enduit sous plafond en plâtre	0,02	0,2
		G_{pt} = 6,90(KN/m²)

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

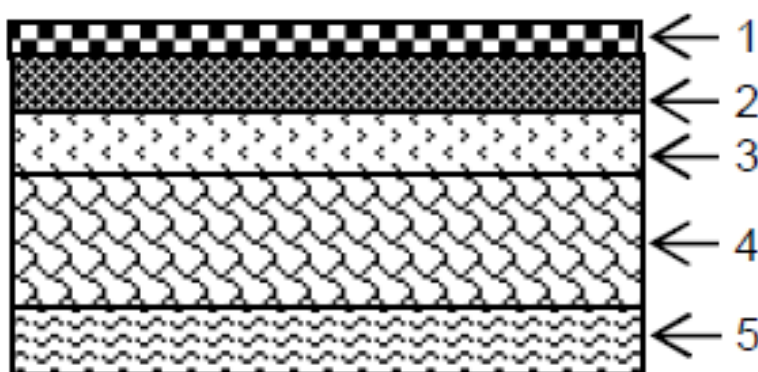


Tableau II.3 : évaluation des charges sur le plancher étage courant en corps creux.

Eléments	Epaisseurs (m)	Charges (KN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	0,02	0,4
2. Mortier de pose	0,02	0,4
3. Couche de sable	0,02	0,38
4. Plancher en corps creux	(16+4)	2,00
5. enduit en plâtre	0,02	0,2
6. Maçonnerie en briques creuses	0,1	0,9
		G_{ec} = 4,28(KN/m²)

Plancher étage courant en dalle pleine :**Tab II.4 :** évaluation des charges sur le plancher étage courant en dalle pleine.

Eléments	Epaisseurs	Charges (KN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	0,02	0,4
2. Mortier de pose	0,02	0,4
3. Couche de sable	0,02	0,38
4. Dalle pleine en béton armé	0,15	3,75
5. enduit en plâtre	0,02	0,2
6. Maçonnerie en briques creuses	0,1	0,9
		G_{dp} = 6,03(KN/m²)

Les surcharges d'exploitations :

- Plancher terrasse.....Q=1,00KN/m²
- Plancher étage courant (usage habitation).....Q=1,50KN/m²
- Plancher étage RDC (usage habitation)..... Q=1,50KN/m²

Calcul de la descente de charge :**Tab: II-5 .Résumé des sections obtenues par la descente des charges.**

	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitation (KN)		Effort normale (KN)	Sections (cm ²)	
Niv.	G Plancher	G Poutres	G poteau	G Total	G cumulé	Q Plancher	Q Cumulé	G _C +Q _C	S _{≥N/σ_{bc}}	Adoptée
Terrasse	75,49	17,875	6,885	100,25	100,25	14,658	14,658	114,91	76,81	30x30
08	62,74	17,875	6,885	87,5	187,75	22	36,658	224,408	150,00	30x30
07	62,74	17,875	6,885	87,5	275,25	22	58,658	333,908	223,15	30x30
06	62,74	17,875	6,885	87,5	362,75	22	80,658	443,408	296,32	35x35
05	62,74	17,875	6,885	87,5	450,25	22	102,658	552,908	369,48	35x35
04	62,74	17,875	6,885	87,5	537,75	22	124,658	662,408	442,66	35x35
03	62,74	17,875	6,885	87,5	625,25	22	146,658	771,908	515,83	40x40
02	62,74	17,875	6,885	87,5	712,75	22	168,658	881,408	589,00	40x40
01	62,74	17,875	6,885	87,5	800,25	22	190,658	990,908	662,16	40x40
RDC	62,74	17,875	6,885	87,5	887,75	22	212,658	1100,408	735,33	40x40

II-5 : Dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant

Les sections données par le calcul de la descente de charges sont faibles car le RPA exige pour la zone II_b une section minimale de 25x25 cm².

✓ **L'article 7.6.2 du RPA 99/2003** relatif à la rotule plastique utilise les moments résistants des poutres à des poteaux arrivant aux nœuds.

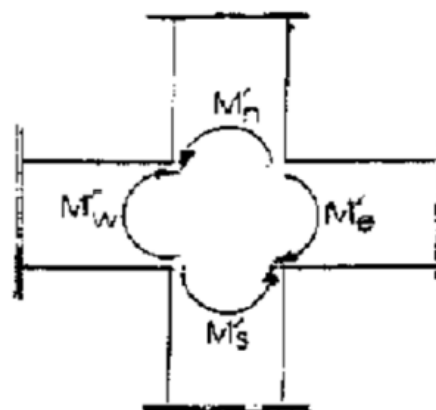
$$|M_n| + |M_s| \geq 1,25 (|M_w| + |M_e|)$$

$$|M'_n| + |M'_s| \geq 1,25 (|M'_w| + |M'_e|)$$

Tel que :

M_n et M_s : sont les moments fléchissant résistants dans les poteaux.

M_e et M_w : sont les moments fléchissant dans les poutres.



✓ On utilise cette relation en sachant que les moments résultants ne sont pas encore connus car en effet, les moments résultants sont calculés pour une section de béton armé, or à ce niveau de calcul, on ne connaît pas encore l'acier nécessaire alors on fait abstraction des aciers pour le béton et on fait une analogie entre le moment et l'inertie, autrement dit on a :

$$s = \frac{M}{I} \Rightarrow M = \frac{\sigma I}{s}$$

On remplace:

$$\frac{\sigma \times I_s \text{ poteau}}{s} + \frac{\sigma \times I_n \text{ poteau}}{s} \geq 1,25 \left(\frac{\sigma \times I_e \text{ poutre}}{s} + \frac{\sigma \times I_w \text{ poutre}}{s} \right)$$

$$s \times I_s \text{ Poteau} + s \times I_n \text{ Poteau} \geq 1,25 (s \times I_e \text{ poute} + s \times I_w \text{ poutre})$$

$$2I_{\text{poteau}} \geq 1,25 (2I_{\text{poutre}}) \quad \Longrightarrow \quad I_{\text{poteau}} \geq 1,25 I_{\text{poutre}}$$

On a la section de la poutre principale qui est de 30x50 cm².

$$I_{\text{poutre}} = \frac{0,25 \times 0,4^3}{12} = 1,33 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4.$$

Pour les poteaux qui sont de section carré:

$$I_{\text{poteau}} = \frac{a^4}{12} \geq 1,25 (1,33 \cdot 10^{-3}) = 1,66 \cdot 10^{-3} \quad \longrightarrow \quad a \geq \sqrt[4]{12 \times 1,66 \cdot 10^{-3}}$$

$$a \geq 0,376 \text{ m.} \quad \text{On prend :} \quad \mathbf{a = 37cm}$$

On adopte pour les poteaux les sections suivantes :

Tableau II.6 : Les sections des poteaux adoptées.

Etages	Section en cm ²
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{eme} , 3 ^{eme}	40x40
4 ^{eme} , 5 ^{eme} , 6 ^{eme}	35x35
7 ^{eme} , 8 ^{eme} , 9 ^{eme}	30x30

II-6 : Vérification des poteaux selon les conditions du RPA 99 version 2003:

Pour conférer aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner à ceux d'angles et de rives des sections comparables à celles des poteaux centraux (RPA/A.7.4.1)

- **Poteaux étages courants (du 7^{eme} au 9^{eme} étage) :** POTEAU (30x30)

$\text{Min}(30,30) \geq 25 \text{ cm}$ vérifiée.

$\text{Min}(30,30) \geq \frac{h}{20} = \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm}$ vérifiée.

$0,25 \leq \frac{b}{h} = 1 \leq 4$ vérifiée.

- **Poteaux étages courants (du 4^{eme} au 6^{eme} étage) :** POTEAU (35x35)

$\text{Min}(35,35) \geq 25 \text{ cm}$ vérifiée.

$\text{Min}(35,35) \geq \frac{h}{20} = \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm}$ vérifiée.

$0,25 \leq \frac{b}{h} = 1 \leq 4$ vérifiée.

- **Poteaux étages courants (du RDC au 3^{eme} étage) :** POTEAU (40x40)

$\text{Min}(40,40) \geq 25 \text{ cm}$ vérifiée.

$\text{Min}(40,40) \geq \frac{h}{20} = \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm}$ vérifiée.

$0,25 \leq \frac{b}{h} = 1 \leq 4$ vérifiée.

➤ **Conclusion :** le coffrage des poteaux est conforme aux exigences du RPA.

Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures. La vérification consiste à calculer l'élancement λ qui doit satisfaire la condition suivante : $\lambda = L_f / i \leq 50$.

Avec :

λ : Élancement du poteau.

L_f : longueur de flambement ($L_f = 0,7 \cdot L_0$) .

i : rayon de giration $i = (I/A)^{1/2}$

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

A : section transversale du poteau.

L_0 : hauteur libre du poteau .

On remplace ces formules dans la forme générale on aura : $\lambda = 2,42 L_0/b$.

- **Poteaux de section (30× 30) :**

$$\lambda = 2,42 \times 3,06 / 0,3 = 24,68 < 50 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

- **Poteaux de section (35× 35) :**

$$\lambda = 2,42 \times 3,06 / 0,35 = 21,16 < 50 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

- **Poteaux de section (40× 40) :**

$$\lambda = 2,42 \times 3,06 / 0,4 = 18,51 < 50 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ **Conclusion :** tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

Chapitre III : Calcul des éléments :

III-1 Les escaliers:

Un escalier est un ouvrage constitué des marches et paliers permettant de passer à pied d'un niveau à un autre.

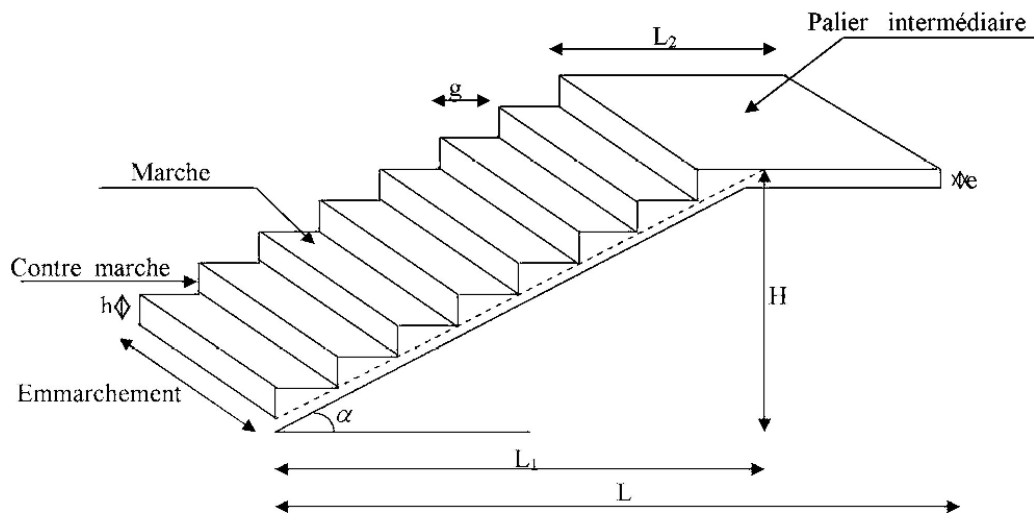


Fig. III-1-1: terminologie de l'escalier.

Notations utilisées :

g : giron

h : hauteur de la contre marche

e : épaisseur de la paillasse et du palier

H : hauteur d'une volée

L_1 : portée projetée de la paillasse

L_2 : largeur du palier

L : longueur projetée de tout l'escalier.

III-1-1 Pré-dimensionnement :

Les escaliers seront dimensionnés à l'aide de la formule de BLONDEL, en tenant compte des dimensions données sur les plans de notre bâtiment.

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

On a les conditions suivantes :

Pour un bâtiment à usage d'habitation :

- $14\text{cm} < h < 18\text{cm}$
- $60\text{cm} < g + 2h < 64\text{cm}$

Application :

Soit : $g=30\text{cm}$ $h=17\text{cm}$ (la hauteur idéale pour un bâtiment à usage habitation)

$$n = H/h = 153/17 = 9 \rightarrow m = n - 1 = 8$$

$60\text{cm} < g+2h = 30+2(17)=64 \rightarrow$ condition vérifiée.

- n : N^{bre} de contre marche.

- m : N^{bre} de marche.

- $m \times g = 8 \times 30 = 240\text{cm}$
- $n \times h = 9 \times 17 = 153\text{cm}$

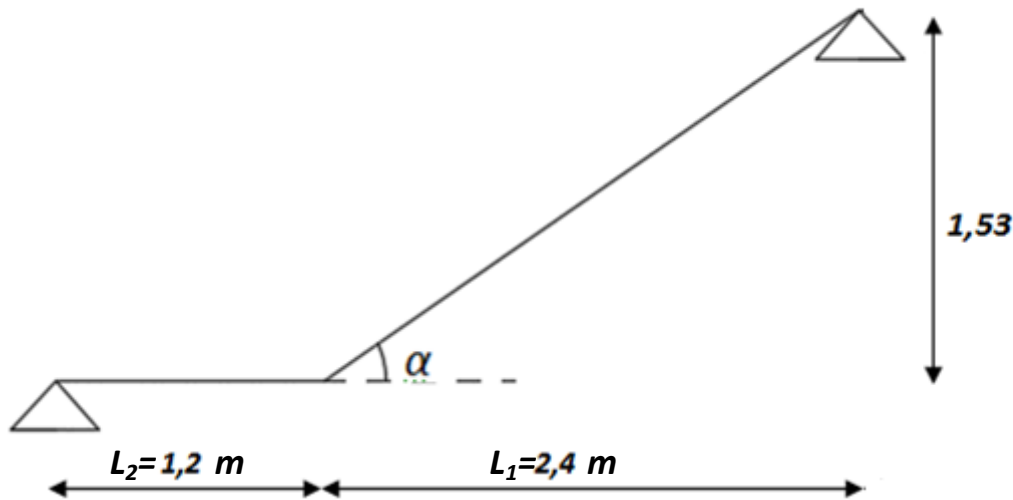


Fig. III-1-2 : dimensions de l'escalier.

III-1-2 Pré-dimensionnement de la pailleasse et du palier :

Le pré-dimensionnement de la pailleasse du palier se fera de la même manière qu'une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et dont l'épaisseur doit vérifier les conditions

suivantes : $\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$

Avec : $L = L_2 + L'$

Et : $\cos \alpha = L_2 / L' \rightarrow L' = L_2 / \cos \alpha$

L' : la longueur réelle de la pailleasse.

Calcul de α :

$\text{tg } \alpha = H / L_2 = 153 / 240 = 0,6375 \rightarrow \alpha = 32,517^\circ$

Donc : $L' = 240 / \cos (32,517^\circ) = 284,62 \text{ cm}$.

$$L = 120 + 284,62 = 404,62 \text{ cm}$$

Avec : L' : longueur réelle de la pailleasse.

$$\frac{404,62}{30} \leq e_p \leq \frac{404,62}{20} \rightarrow 13,48 \leq e_p \leq 20,23$$

- On opte pour une épaisseur de : $e_p = 15\text{cm}$

III-1-3 Détermination des charges et surcharges :1) Les charges permanentes :a) La paillasse :

	Epaisseurs (cm)	G (KN/ml)
1. Revêtement en carrelage	2	0,4
2. Mortier de pose	2	0,4
3. Marches	17/2	2,125
4. Dalle pleine en béton armé	15/cos α	4,447
4. Garde corps	/	0,2
5. Enduit ciment	2	0,36
Total	/	7,932 (KN/ml)

b) Le palier :

	Epaisseurs (cm)	G (KN/ml)
1. Revêtement en carrelage	2	0,4
2. Mortier de pose	3	0,6
3. Dalle pleine en béton armé	15	3,75
4. Enduit ciment	2	0,36
Total	/	5,11(KN/ml)

2) Les surcharges d'exploitations:

- La paillasse: 2,5 (KN/ml).
- Le palier : 2,5(KN/ml).

Combinaisons de charges :❖ **ELU :**

- La paillasse:

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(7,932) + 1,5(2,5) = 14,458 \text{ KN/ml}$$

- Le palier :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(5,11) + 1,5(2,5) = 10,648 \text{ KN/ml}$$

❖ **ELS :**

- La paillasse:

$$q_s = G + Q = 7,932 + 2,5 = 10,43 \text{ KN/ml}$$

- Le palier :

$$q_s = G + Q = 5,11 + 2,5 = 7,61 \text{ KN/ml}$$

III-1-4 Calcul à l'ELU :

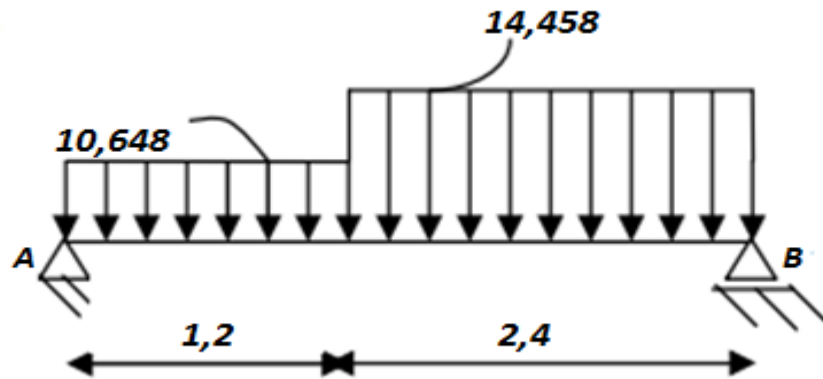


Fig. III-1-3 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU.

Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F//yy' = 0 \rightarrow R_A + R_B = 14,458(2,4) + 10,648(1,2) = 47,476 \text{ KN.}$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow$$

$$R_B = 25,26 \text{ KN.}$$

$$R_A = 22,25 \text{ KN.}$$

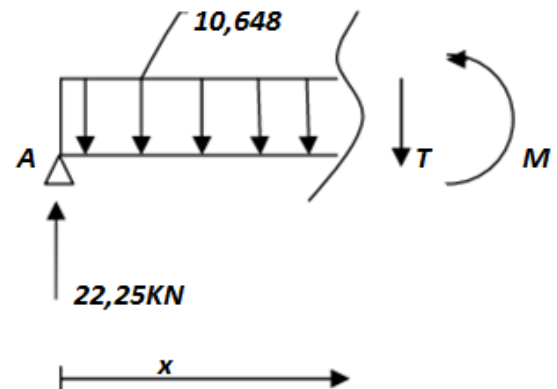
Calcul des efforts internes:

Tronçon1 :

$$0 \leq x \leq 1,2$$

- $\sum F//yy' = 0 \rightarrow T = -10,648x + 22,25$
- $\sum M/B = 0 \rightarrow M = -5,324x^2 + 22,25x$

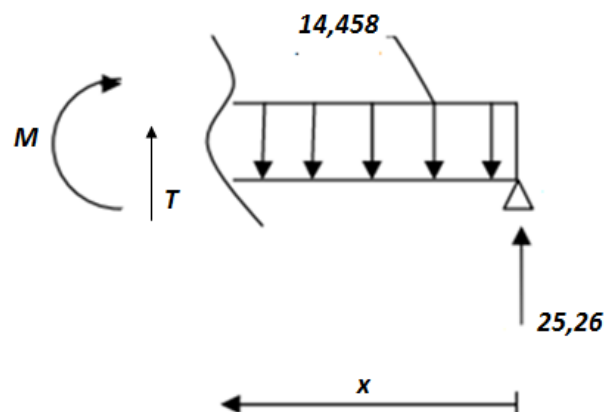
$X(m)$	$T(KN)$	$M(KN.m)$
0	22,25	0
1,2	9,47	19,033



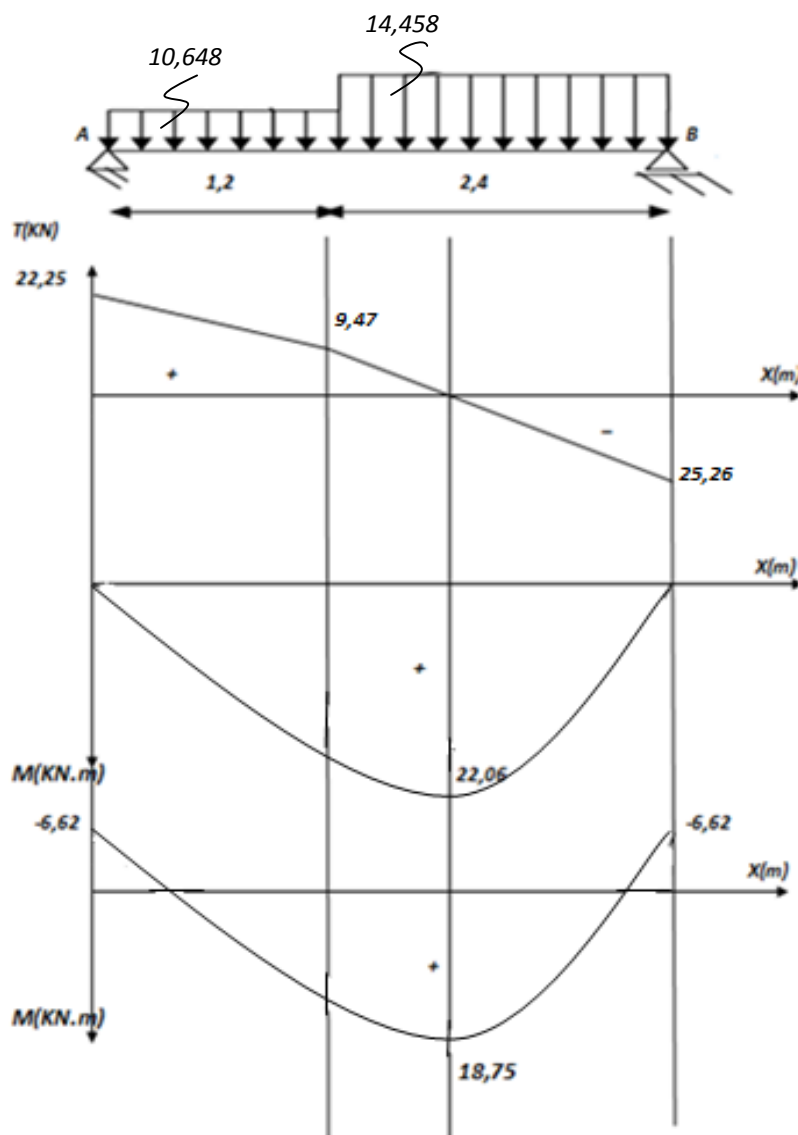
Tronçon2 :

$$0 \leq x \leq 2,4$$

- $\sum F//yy' = 0 \rightarrow T = 14,458x - 25,26$
- $\sum M/B = 0 \rightarrow M = -7,23x^2 + 25,26x$



$X(m)$	$T(KN)$	$M(KN.m)$
0	25,26	0
2,4	9,47	19

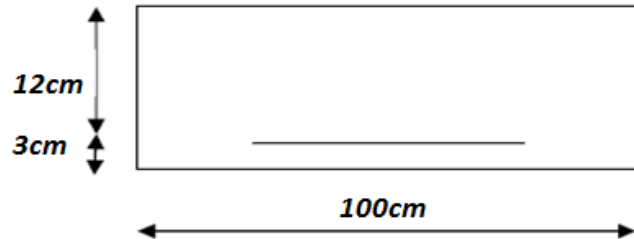


Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU

III-1-5 Ferrailage :

Le calcul des sections d'acier se fera en flexion simple en utilisant les efforts calculés précédemment.

$$\begin{aligned} b &= 100 \text{ cm} \\ d &= 12 \text{ cm} \\ c &= 3 \text{ cm} \end{aligned}$$



Armatures principales :

- Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{app}}{b \cdot f_{bu} \cdot d^2} \quad \text{avec : } f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1 \cdot 1,5} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{6,62 \cdot 10^6}{1000 \cdot 14,2 \cdot (120)^2} = 0,032 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \beta = 0,984$$

$$A_{app} = \frac{M_{app}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \quad \text{avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{app} = \frac{6,62 \cdot 10^6}{0,984 \cdot 120 \cdot 348} = 1,61 \text{ cm}^2$$

On opte pour: 5HA8 = 2,31cm²

avec: S_t = 20cm

- En travée :

$$\mu = \frac{M_{app}}{b \cdot f_{bu} \cdot d^2} = \frac{18,75 \cdot 10^6}{1000 \cdot 14,2 \cdot (120)^2} = 0,0917 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \beta = 0,9522$$

$$A_{tr} = \frac{M_{tr}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{app} = \frac{18,75 \cdot 10^6}{0,9522 \cdot 120 \cdot 348} = 4,71 \text{ cm}^2$$

On opte pour: 5HA12 = 5,85cm²

avec: S_t = 20cm

Armatures de répartitions :

- **Aux appuis :**

$$A_r = \frac{A_{app}}{4} = \frac{2,31}{4} = 0,5775 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 5HA8 = 2,31 cm² avec $S_t = 20 \text{ cm}^2$

- **En travée :**

$$A_r = \frac{A_{tr}}{4} = \frac{5,85}{4} = 1,46 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 5HA8 = 2,31 cm² avec $S_t = 20 \text{ cm}^2$

Disposition des armatures :

Les espacements des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes : (BAEL91 Art A.8.2.42).

Armatures principales :

$$S_t \leq \text{Min} (3h ; 33\text{cm}) = \text{Min} (45 \text{ cm} ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{-Aux appuis : } S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \\ \text{-En travée : } S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures secondaires :

$$S_t \leq \text{Min} (4h ; 45\text{cm}) = \text{Min} (60 \text{ cm} ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}.$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{-Aux appuis : } S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm} \\ \text{-En travée : } S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm} \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification à l'effort tranchant :

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{25,26.10^3}{1000.120} = 0,21 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ Mpa} \right\} \text{Min} \left\{ \frac{0,2}{1,5} 25 ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa.}$$

Donc on a : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \longrightarrow$ condition vérifiée.

Condition de non fragilité : [BEAL 91, Art. A.4.2.1]

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 1000 \cdot 120 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis :} \quad A_{app} = 2,31 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,45 \text{ cm}^2 \\ \text{En travée :} \quad A_{tr} = 5,85 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,45 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \text{ Condition vérifiée.}$$

Vérification de l'adhérence d'entraînement des barres (BAEL99 Art A6.1.3)

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} \quad \text{avec: } \sum U_i : \text{somme des périmètres.}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,5 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{25,26 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 120 \cdot 188,5} = 1,24 \text{ Mpa.}$$

Donc : $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \longrightarrow$ condition vérifiée.

Influence de l'effort tranchant aux appuis :

- Influence sur le béton :

$$T_u \leq 0,4 b \cdot 0,9 d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \cdot 1000 \cdot 0,9 \cdot 120 \cdot \frac{25}{1,5} = 720 \text{ kN.}$$

$$T_u = 25,26 \text{ kN} < 720 \text{ kN} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Influence sur l'acier :

$$A \geq \left(T_u + \frac{M_{app}}{0,9 \cdot d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(25,26 \cdot 10^3 + \frac{6,62 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 120} \right) \cdot \frac{1,15}{400} = 2,49 \text{ cm}^2.$$

$$A = 5,85 \text{ cm}^2 > 2,49 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Ancrage des barres aux appuis :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}} \quad \text{avec : } \bar{\tau} = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$l_s = \frac{12 \cdot 400}{4 \cdot 2,835} = 42,3 \text{ cm.}$$

Le **CBA** limite l_s lorsque on utilise le fe400 à $l_s = 40 \phi = 40 \cdot 1,2 = 48 \text{ cm.}$

Vu que la longueur de scellement est importante, on opte pour un crochet normal dont la longueur est fixée à $0,4 l_s = 0,4.48 = 19,2 \text{ cm}$.

III-1-6 Calcul à l'ELS :

Après avoir fait tous les calculs exactement de la même façon qu'à l'ELU, on obtient les résultats suivants :

$$R_A = 15,954 \text{ kN}$$

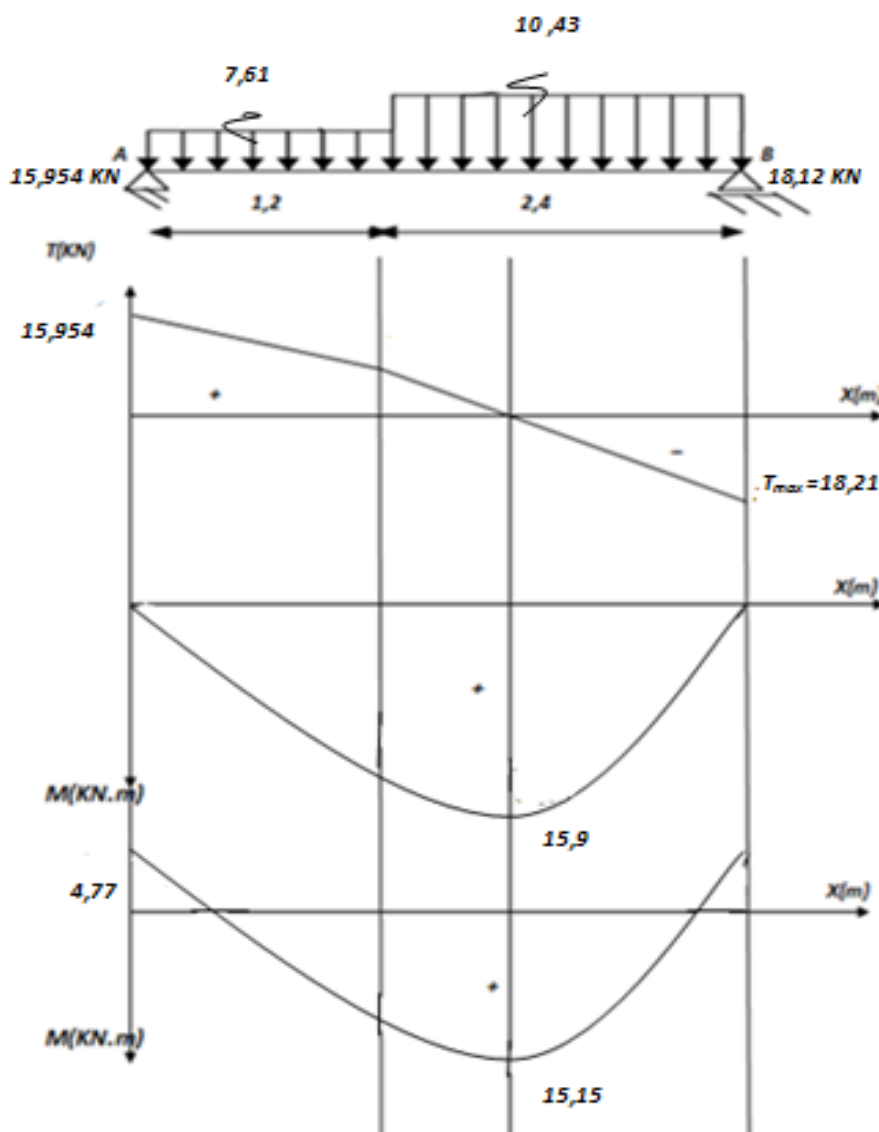
$$R_B = 18,21 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = 15,9 \text{ kN.m}$$

$$T_{\max} = 18,21 \text{ kN}$$

$$M_t = 0,85 \times M_{\max} = 13,5 \text{ kN.m}$$

$$M_a = -0,3 \times M_{\max} = 4,77 \text{ kN.m}$$



Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS

Vérifications à l'ELS :**Etat limite de compression de béton :** (ArtA.4.5.2/BAEL 91).

La fissuration est peu préjudiciable, donc on doit vérifier que :

a) Aux appuis :

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

$$\rho_1 = \frac{100.A_{app}}{b.d.} = \frac{100.2,31}{100.12} = 0,192$$

$$\rightarrow \begin{cases} \alpha_1 = 0,213 \\ \beta_1 = 0,929 \\ K_1 = 0,018 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{M_{app}}{d.\beta_1 A_{app}} = \frac{4,77.10^6}{120.0,929.231} = 185,22 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = k.\sigma_s = 0,018 \times 185,22 = 2,85 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) En travée :

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

$$\rho_1 = \frac{100.A_{tr}}{b.d.} = \frac{100.5,85}{100.12} = 0,487$$

$$\rightarrow \begin{cases} \alpha_1 = 0,316 \\ \beta_1 = 0,894 \\ K = 0,031 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{M_{tr}}{d.\beta_1 A_{tr}} = \frac{13,15.10^6}{120.0,894.585} = 209,53 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = k.\sigma_s = 0,031 \times 209,53 = 6,49 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Calcul de la flèche : (BAEL 91/ Art B.6.5.2)

$$f = \frac{M_{tr}.l^2}{10.E_v.I f_v} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{360}{500} = 0,72 \text{ cm}$$

Avec:

$$E_v: \text{ module de déformation longitudinal } E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa.}$$

$\bar{f}$: Flèche admissible.

q : $\max(q_{pai}; q_{pal}) = 10,43 \text{ KN/ml}$.

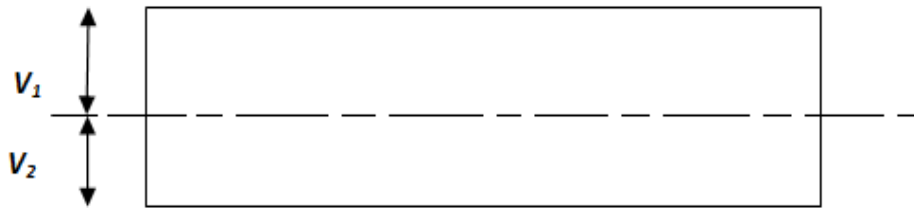
I_{fv} : inertie fictive de la section.

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

$$V_1 = \frac{\frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot d \cdot A_{tr}}{b \cdot h + 15 A_t} = 7,75 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 7,25 \text{ cm.}$$

$$\longrightarrow I_{fv} = 29803,73 \text{ cm}^4$$



$$f = \frac{13,15 \cdot 10^6 \cdot (3600)^2}{10 \cdot 10818,86 \cdot 29803,73 \cdot 10^4} = 0,53 \text{ cm} < \bar{f} = 0,72 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

III-2 : Les planchers :

III-2-1 : calcul des planchers en corps creux :

La structure comporte un plancher en corps creux (16+4), dont les poutrelles sont préfabriquées, et assurent la fonction de portance dont l'entre axe est de 65cm, et un corps creux qui est utilisé comme un coffrage perdu et qui sert aussi à l'isolation thermique et phonique, et en fin une dalle de compression en béton armé de 4cm d'épaisseur.

III-2-1-1 : Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, ayant une épaisseur de 4cm, elle sera armée d'un treillis soudé (TLE 520) d'élasticité ($F_e = 520$ MPA) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées dans l'article (B.6.8-423 BAEL 91) :

- 20 cm(5 p.m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles .
- 33 cm(3p.m) pour les armatures parallèle aux poutrelles .

- **Calcul des armatures :**

Le quadrillage d'armatures a pour but de :

- limiter les risques de fissurations par retrait.
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines, des charges localisées (surcharges) .

A- les armatures $\perp$ aux poutrelles (BAEL 91/B.6.8,5) :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \ell'}{f_e}$$

Avec : ℓ' : Distance entre axes des poutrelles comprises entre 50 et 80 cm

$$\underline{AN} : A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{f_{e520}} \geq 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adoptera $A_{\perp} = 5T5 / \text{ml} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$.

B- les armatures // aux poutrelles :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adoptera $A_{//} = 5T5 / \text{ml} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un Espacement $St = 20 \text{ cm}$.

Conclusion : pour le ferrailage de la dalle de compression, on adoptera un treillis soudé de mailles (5×200×200)mm².

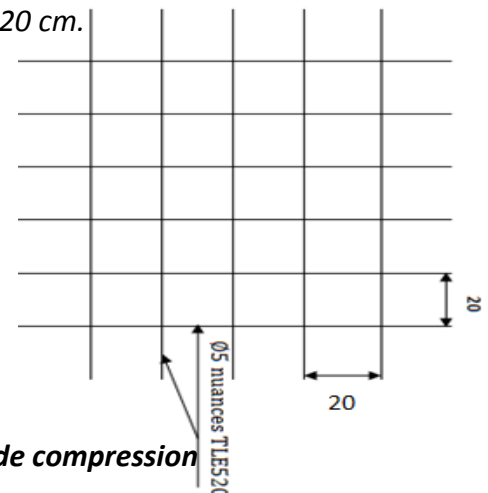


Fig. III-2-1 : ferrailage de la dalle de compression

III-2-1-2 Calcul Des Poutrelles:

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure ci-dessous :

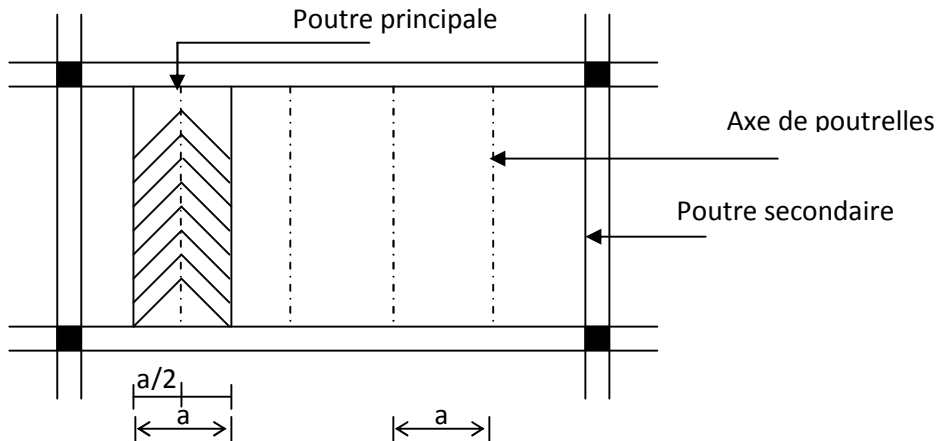


Figure III-2-2 : surfaces revenant aux poutrelles

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

A) Calcul Avant Coulage De La Dalle De Compression :

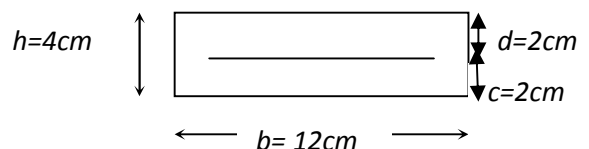
• Dimensionnement :

$b=12\text{cm}$ largeur de la poutrelle ;

$h=4\text{cm}$: hauteur de la poutrelle ;

$c=2\text{cm}$: enrobage ;

$d=2\text{cm}$: hauteur utile.



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.

- poids propre de la poutrelle : $0.12 \times 0.04 \times 0.25 = 0.12 \text{ KN/m}_l$.
- poids du corps creux : $0.65 \times 0.2 = 0.13 \text{ KN/m}_l$.
- surcharge due à l'ouvrier : 1.00 KN/m_l .

Charge permanente : $G = 0.25 \text{ KN/m}_l$.

Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}_l$.

- **ferraillage à L'ELU** : le calcul se fera pour la plus longue travée, $L=4,75$ m suivant X-X
 - **combinaisons de charges** :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1,88 \text{ KN/m}$$

- **calcul du moment en travée**

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} = 5,30 \text{ KN.m} \Rightarrow M_u = 5,30 \text{ KN/m}$$

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

$$T = \frac{q_u \times L}{2} = 5,94 \text{ KN} \Rightarrow T = 4,28 \text{ KN}$$

- **calcul des armatures** :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}, \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{5,30 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} \rightarrow \mu_u = 7,78 \gg \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{section doublement armée}$$

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 charge et surcharges aux quelles elles sont soumises avant coulage. Ces étais sont en général distant de (0.80 à 1.20) m.

B) Calcul 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** :

$b=65\text{cm}$, distance entre axes de deux poutrelle

$h_t = (16+4)$, hauteur du plancher en corps creux

$b_0 = 12\text{cm}$, largeur de la poutrelle ;

$b_1 = \text{débord.}$

$$b_1 = (b - b_0) / 2 = (65 - 12) / 2 = 26.5 \text{ cm}; !$$

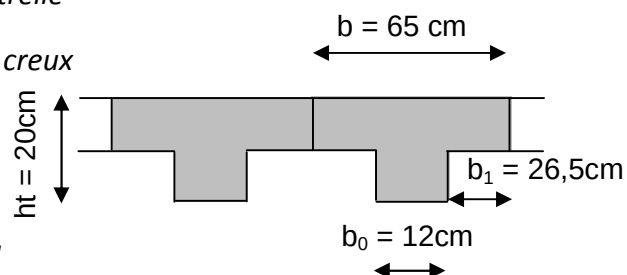


Fig III-2-3: SECTION de la poutrelle après coulage de la dalle de compression

B-1 : Calcul des planchers à usage d'habitation :

B-1-A : calcul des chargements :

- **Chargement d'étage courant:**

La poutrelle sera soumise aux charges suivantes :

Charges permanentes : $G=4,28 \times 0,65=2,782 \text{ KN/m}_l$

Charge d'exploitation : $Q=1,5 \times 0,65=0,975 \text{ KN/m}_l$

- **Combinaisons des charges :**

1-ELU : $q_u=1,35G+1,5Q=5,22 \text{ KN/m}_l$

2-ELS : $q_s=G+Q=3,757 \text{ KN/m}_l$

- **Chargement d'étage terrasse:**

La poutrelle sera soumise aux charges suivantes :

Charges permanentes : $G=5,15 \times 0,65=3,348 \text{ KN/m}_l$

Charge d'exploitation : $Q=1 \times 0,65=0,65 \text{ KN/m}_l$

- **Combinaisons des charges :**

1-ELU : $q_u=1,35G+1,5Q=5,49 \text{ KN/m}_l$

2-ELS : $q_s=G+Q=3,998 \text{ KN/m}_l$

Pour le ferrailage des planchers on prend celui qui a la combinaison la plus défavorable, dans notre cas on prend le chargement de la terrasse on a:

$$\begin{cases} G=3,348 \text{ KN/m}_l \\ Q=0,65 \text{ KN/m}_l \end{cases}$$

Le combinaison à l'ELU : $q_u=1,35G+1,5Q=5,49 \text{ KN/m}_l$

Le combinaison à l'ELS : $q_s=G+Q=3,99 \text{ KN/m}_l$

B-1-b-Calcul à l'ELU

- **Choix de la méthode de calcul :**

Le calcul des efforts internes se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes.

- ✓ Méthode forfaitaire.
- ✓ Méthode des trois moments.

✓ Méthode de Caquot.

On fera le calcul Pour la portée à sept travées. .

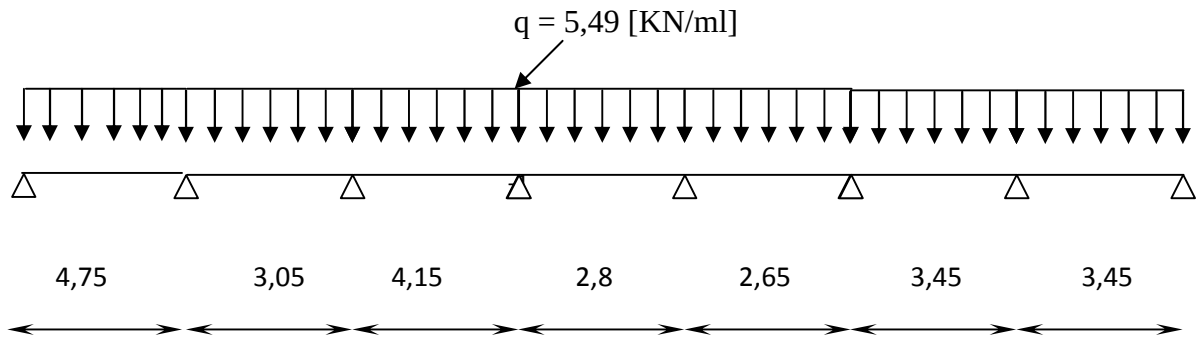


Fig .III-2-4 : Schéma statique de la poutrelle

• **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

1°/ La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modérée. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/ m2. $Q = 1.5 \leq \max \{2G; 5 \text{ KN /ml}\} \Rightarrow$ la condition est vérifiée

2°/ Les moment d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées $\Rightarrow$ la condition est vérifiée

3°/ Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 : $0.8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1.25$ $\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4,75}{3,05} = 1,58 \Rightarrow$ la condition n'est pas vérifiée pour ce cas de poutrelle.

Conclusion : La condition numéro 03 n'étant pas vérifiée, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable. Donc le calcul se fera à l'aide de la méthode des trois moments.

• **Exposition de la méthode des trois moments :**

C'est un cas particulier de la méthode des forces, elle est basée sur l'équilibre des rotations au niveau des appuis intermédiaire. On considère 3 appuis successifs dans une poutre continue, comme système de base, on décompose ce dernier au niveau des appuis intermédiaire pour obtenir une succession de poutre isostatiques de longueurs respectives « L_i » et « L_{i+1} ». Chaque travée est étudiée indépendamment. Les expressions de cette méthode sont données par les équations suivantes

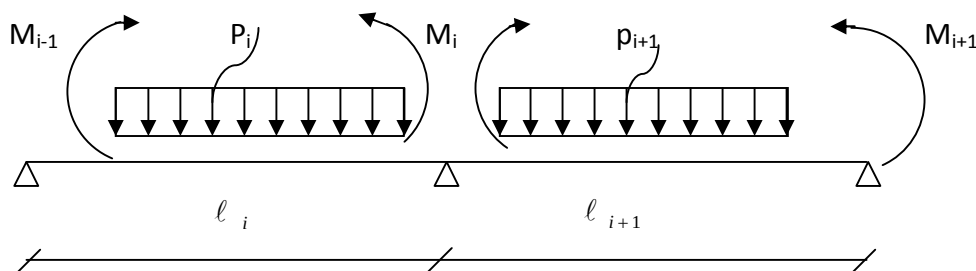


Fig-III-2-5 : méthode des trois moments

1- Moments aux appuis :

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

2- Moments en travée :

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

La position du point qui nous donne le moment max en travée est :

$$x = \frac{1}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q.l_i}$$

Avec :

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

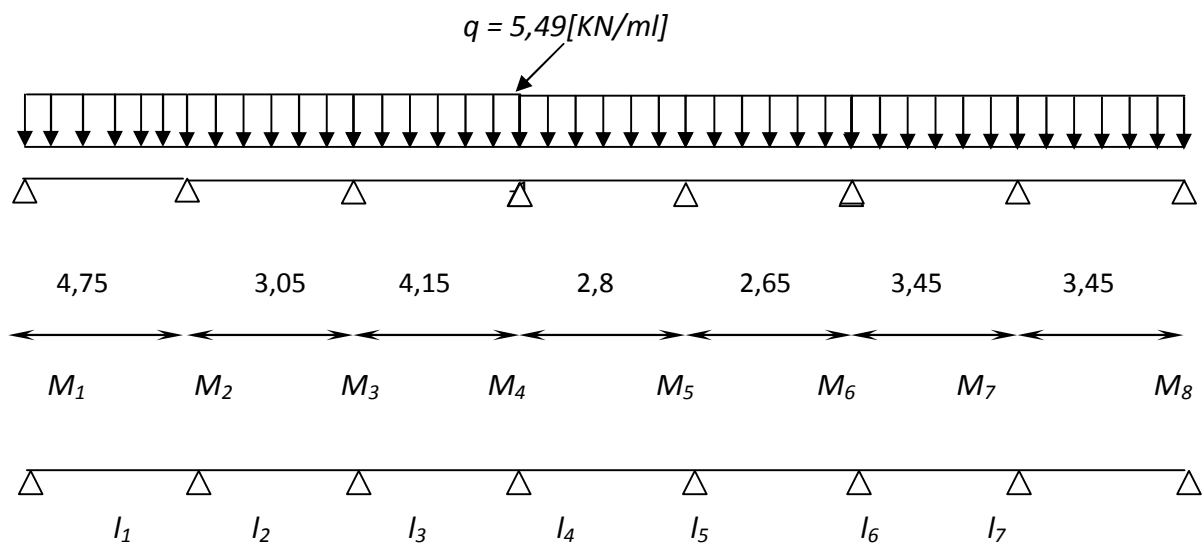
« i-1 », « i » et « i+1 ».

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

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

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

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



1-Calcul des moments aux appuis :

En utilisant le logiciel « **MATLAB** » La méthode des trois moments nous donne le système d'équations suivant :

$$\begin{aligned} 9,5M_1 + 4,75M_2 &= -147,093 \dots\dots\dots (1). \\ 4,75M_1 + 15,6M_2 + 3,05M_3 &= -186,035 \dots\dots\dots (2). \\ 3,05M_2 + 14,4M_3 + 4,15M_4 &= -137,039 \dots\dots\dots (3). \\ 4,15M_3 + 13,9M_4 + 2,8M_5 &= -128,226 \dots\dots\dots (4). \\ 2,8M_4 + 10,9M_5 + 2,65M_6 &= -55,671 \dots\dots\dots (5). \\ 2,65M_5 + 12,2M_6 + 3,45M_7 &= -81,901 \dots\dots\dots (6). \\ 3,45M_6 + 13,8M_7 + 3,45M_8 &= -112,72 \dots\dots\dots (7). \\ 3,45M_7 + 6,9M_8 &= -56,36 \dots\dots\dots (8). \end{aligned}$$

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

$$\begin{aligned} M_1 &= -11,92 \text{KN.m} & M_2 &= -7,12 \text{KN.m} & M_3 &= -5,99 \text{KN.m} \\ M_4 &= -7 \text{KN.m} & M_5 &= -2,18 \text{KN.m} & M_6 &= -4,63 \text{KN.m} \\ M_7 &= -5,68 \text{KN.m} & M_8 &= -5,33 \text{KN.m} \end{aligned}$$

NB/ : 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 :

Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.

Augmentation de 1/3 des moments en travées.

Les nouvelles valeurs des moments corrigés aux appuis sont :

$$\begin{aligned} M_1 &= -7,94 \text{KN.m} & M_2 &= -4,75 \text{KN.m} & M_3 &= -3,99 \text{KN.m} \\ M_4 &= -4,67 \text{KN.m} & M_5 &= -1,45 \text{KN.m} & M_6 &= -3,09 \text{KN.m} \\ M_7 &= -3,79 \text{KN.m} & M_8 &= -3,55 \text{KN.m} \end{aligned}$$

2-Calcul des moments en travées corrigés:

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

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i} \quad \text{avec :} \quad x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{ql_i}$$

$$\begin{aligned} \text{Travée (1-2)} \rightarrow x &= 2,5\text{m} \rightarrow M_{1 \max} = 9,18 \text{KN.m} & \text{Travée (5-6)} \rightarrow x &= 1,21\text{m} \rightarrow M_{5 \max} = 2,58 \text{KN.m} \\ \text{Travée (2-3)} \rightarrow x &= 1,57\text{m} \rightarrow M_{2 \max} = 2,02 \text{KN.m.} & \text{Travée (6-7)} \rightarrow x &= 1,69\text{m} \rightarrow M_{6 \max} = 4,73 \text{KN.m} \\ \text{Travée (3-4)} \rightarrow x &= 2,04\text{m} \rightarrow M_{3 \max} = 7,49 \text{KN.m} & \text{Travée (7-8)} \rightarrow x &= 1,74\text{m} \rightarrow M_{7 \max} = 4,5 \text{KN.m} \end{aligned}$$

Travée (4-5) $\rightarrow x = 1,61\text{m} \rightarrow M_{4\text{max}} = 2,44\text{KN.m}$

3-Calcul des efforts tranchants :

$$V(x) = \theta(x) + \left[\frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} \right] \dots\dots\dots \theta(x): \text{Effort tranchant isostatique}$$

$$V(x) = (+, -) q_u \frac{l_i}{2} + \left[\frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} \right]$$

- Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

. Tableau. III-1 : tableau récapitulatif des moments fléchissant et des efforts tranchants.

Longueur	Travée	X(m)	M_i^A [KN.m]	M_{i+1}^A [KN.m]	$M_{T(\text{max})}$ [KN.m]	$T_i(x=0)$ [KN]	$T_{i+1}(x=l_i)$ [KN]
4,75	Travée 1-2	2,5	-7,94	-4,75	9,18	13,71	-12,36
3,05	Travée 2-3	1,57	-4,75	-3,99	2,02	8,62	-8,123
4,15	Travée 3-4	2,04	-3,99	-4,67	7,49	11,23	-11,55
2,8	Travée 4-5	1,61	-4,67	-1,45	2,4 4	8,83	-6,53
2,65	Travée 5-6	1,21	-1,45	-3,09	2,58	6,65	-7,89
3,45	Travée 6-7	1,69	-3,09	-3,79	4,73	9,267	-9,67
3,45	Travée 7-8	1,74	-3,79	-3,55	4,5	9,54	-9,4

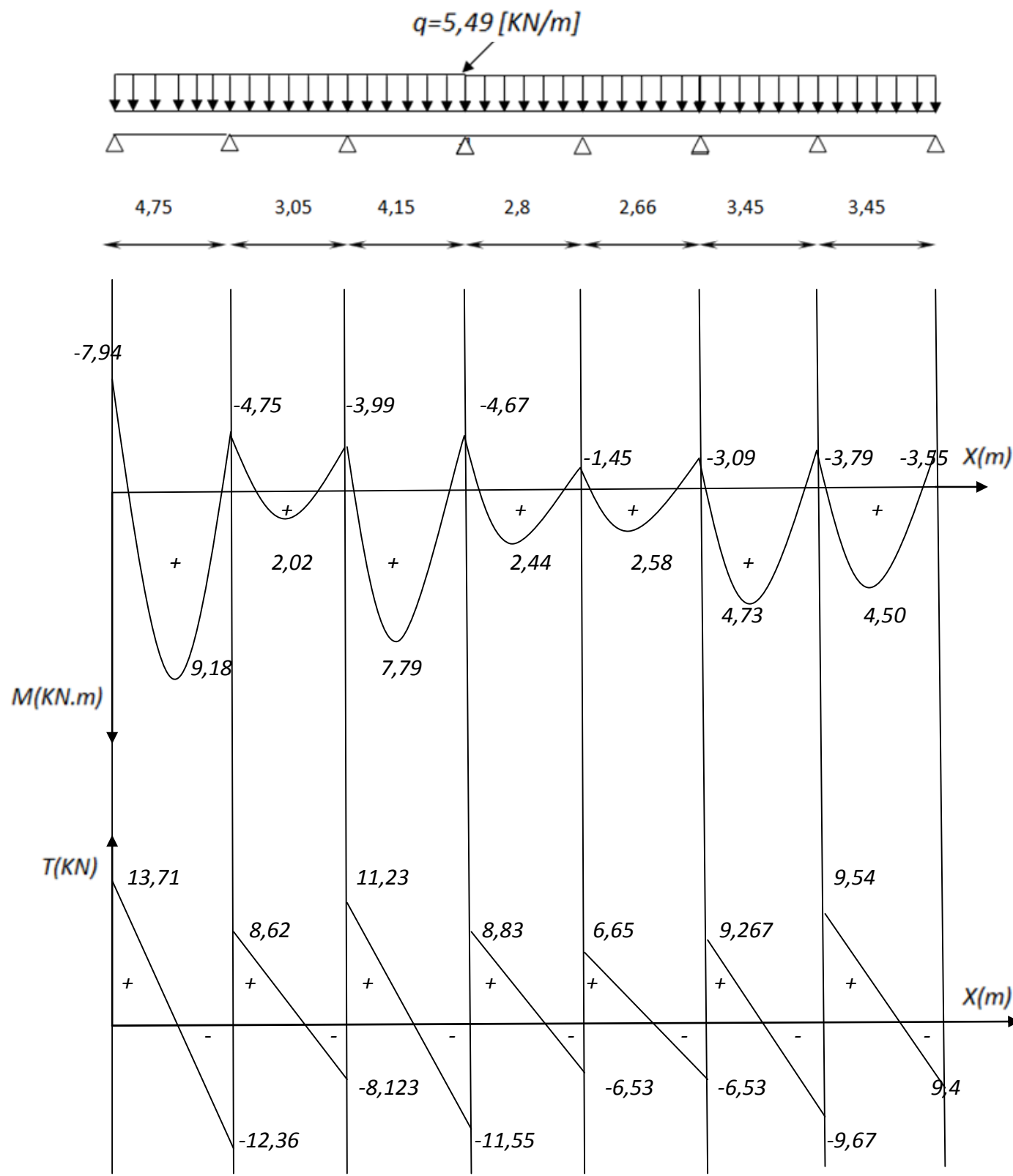


Fig. III-2-6 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU.

Le calcul se fait avec les moments max en travées et sur appuis.

On a :

$$M_t^{max} = 9,18 \text{ KN.m}$$

$$M_u^{max} = -7,94 \text{ KN.m}$$

$$T_u^{max} = 13,71 \text{ KN}$$

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

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

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

$M_f = M_t^{max} = 9,18 \text{ KN.m} < M_0 = 59,07 \text{ KN.m} \rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé, la section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".

→ Calcul des armatures longitudinales :

- En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9,18}{0,65 \cdot (0,18)^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3} = 0,0307 < 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA} \rightarrow (A_{sc} = 0).$$

$$\mu = 0,0307 \rightarrow \beta = 0,985 \text{ (du tableau de BAEL)}$$

-Les armatures nécessaires (traction) :

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{9,18 \cdot 10^6}{0,985 \cdot 180 \cdot 348} = 148,78 \text{ mm}^2 = 1,48 \text{ cm}^2$$

On opte pour **Ast = 3HA12 = 3,39 cm²**

- Aux appuis :

Les moments aux appuis sont négatifs, donc on renverse la section en T et on considère les moments positifs.

La table de compression se situe dans la partie tendue de la section, alors nous étudierons une section rectangulaire de $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$.

Le moment max aux appuis : $M_a^{max} = 7,94 \text{ KN.m}$

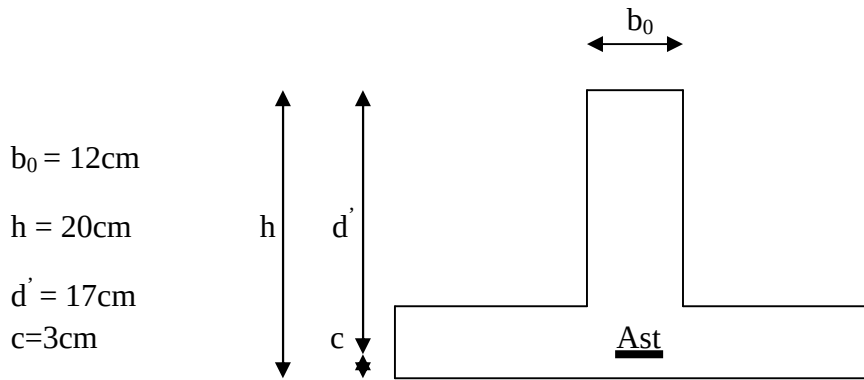


Fig. III-2-7 : section en T renversée

-Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d'^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7,94 \cdot 10^6}{120 \cdot (180)^2 \cdot 14,2} = 0,144$$

$$\mu = 0,176 < 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc} = 0\text{cm}^2$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0,176 \rightarrow \beta = 0,922$$

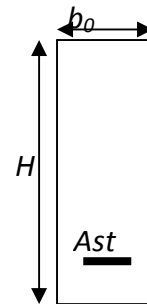


Fig. III-2-8 : la section considérée pour le calcul

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d' \cdot f_{su}} = \frac{7,94 \cdot 10^6}{0,922 \cdot 180 \cdot 348} = 137,48\text{mm}^2 = 1,37\text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} = 2\text{HA}10 = 1,57\text{cm}^2$$

• **Calcul des armatures transversales :**

➤ **Diamètre des aciers transversaux (RPA99/2003-Art :7-2-2) :**

Il faut vérifier que :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \{1,2\text{cm}; 0,57\text{cm}; 0,12\text{cm}\} = 0,57\text{cm}$$

Les armatures transversales seront réalisées par étriers de 08

Donc : la section des armatures transversales est : **$A_t = 2\phi 8 = 1,01\text{cm}^2$**

➤ **L'espacement entre les cadres : (BAEL91/Art A.5.1,22)**

$$St = \min(0,9d, 40\text{cm}) = 16,2\text{cm} \quad \text{Soit } St = 15\text{cm}$$

III-2-1-3 : vérification à l'ELU :

1/-Vérification de la condition de non fragilité du béton : (Article A.4.2-1 du BAEL 91) :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \cdot 120 \cdot 180 \cdot 2,1}{400} = 26,08\text{mm}^2 = 0,26\text{cm}^2$$

En travée $A_s = 3,39\text{cm}^2 > 0,26\text{cm}^2$ condition vérifiée.

Aux appuis $A_s = 1,57\text{cm}^2 > 0,26\text{cm}^2$ condition vérifiée.

2/- Vérification à l'effort tranchant :

Fissuration peu préjudiciable :

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right\} = \min \{ 3,33\text{MPa}, 5\text{MPa} \} = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{v_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{13,71 \cdot 10^3}{120 \times 180} = 0,63 < 3,33\text{MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

3/-Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (Article A.6.1-3 du BAEL 91)

$$\tau_{se} < \bar{\tau} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa.}$$

$$T_{\max} = 13,71 \text{ KN.}$$

• **En travée :**

$$\tau_{se} = T_{\max} / 0,9d \sum u_i = \frac{13,71 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 180 \cdot 2 \cdot 3,14 \cdot 12} = 1,12\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,12 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3,15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres.

• **Aux appuis :**

$$\tau_{se} = T_{\max} / 0,9d \sum u_i = \frac{13,71 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 180 \cdot 2 \cdot 3,14 \cdot 10} = 1,34\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,34 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3,15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres.

4/-Justification des sections d'appuis vis-à-vis de l'effort tranchant (BAEL99-Art : A.5.1,3) :

• **Appuis de rive :**

Pour équilibrer l'effort tranchant sur l'appui on doit prolonger les armatures inférieures au delà du bord de l'appui, cette section d'armature doit vérifier la condition suivante :

$$A_{st\text{ ancrée}} \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{13,71 \cdot 10^3}{348} = 39,40 \text{ mm}^2 = 0,39 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2,26 \text{ cm}^2 > 0,39 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK.}$$

Donc on peut prolonger les armatures inférieures qu'on a déjà calculées.

5/-Ancrage des armatures (longueur de scellement) :

La longueur de l'ancrage droit nécessaire :

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 34,07 \text{ cm.}$$

Les règles de **BAEL91 modifié 99 A.6.1.21** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à 0,4.Ls pour les aciers H.A

$$\text{Donc : } L_c = 0,4L_s = 0,4 \times 34,07 = 13,63 \text{ cm.}$$

6/-Vérification des contraintes tangentielles (cisaillement) :

• **Au niveau des travées :**

$$\tau_u = \frac{V_u(b-b_0)}{h_0 2bZ_b} \leq \overline{\tau_u} \quad \text{(BAEL91 modifié 99 : Art-A.5.3.2)}$$

$$\text{Avec : } Z_b = 0,9 d.$$

$$\tau_u = \frac{V_u(b-b_0)}{h_0 2bZ_b} = \frac{13,71 \cdot 10^3 (650-120)}{40 \times 2 \times 650 \times 162} = 0,86 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \{3,33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}\}$$

$$\tau_u = 0,86 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- Aux niveaux des appuis :

$$\tau_u = \frac{2.V_u}{b_0.0,9.d} \leq \frac{0,8.f_{c28}}{\gamma_b} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2 \times 13,71.10^3}{120 \times 0,9 \times 180} = 1,41 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

III-2-1-4 : vérification à l'ELS :

- Moment de flexion et effort tranchant à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le **BAEL 91(A-6-5-1)** précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par le coefficient (q_s/q_u) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS. Les valeurs des efforts internes sont représentées dans le

tableau ci-dessous ; avec : $\frac{q_s}{q_u} = \frac{3,998}{5,49} = 0,72$

Tableau III-2 : tableau des moments fléchissant et des efforts tranchants T à l'ELS

	travée	$M_i[\text{KN.m}]$	$M_{i+1}[\text{KN.m}]$	$M_t [\text{KN.m}]$	$T_i[\text{KN}]$	$T_{i+1}[\text{KN}]$
La portée à sept travées	1-2	<u>-6,23</u>	- 3,72	<u>7,2</u>	<u>10,757</u>	-9,7
	2-3	-3,72	-3,132	1,584	6,75	-6,372
	3-4	-3,132	-3,65	5,882	8,8	-9,187
	4-5	-3,65	-1,166	1,9	6,912	-5,14
	5-6	-1,166	-2,41	2,016	5,23	-6,177
	6-7	-2,41	-2,97	3,715	7,26	-7,59
	7-8	-2,97	-2,786	3,31	7,48	-7,372

Le calcul se fait avec les moments max en travées et sur appuis.

On a :

$$M_t^{max} = 6,6 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{max} = -5,71 \text{ KN.m}$$

$$T_u^{max} = 10,757 \text{ KN}$$

Les diagrammes des efforts internes à l'ELS sont représentés ci-dessous :

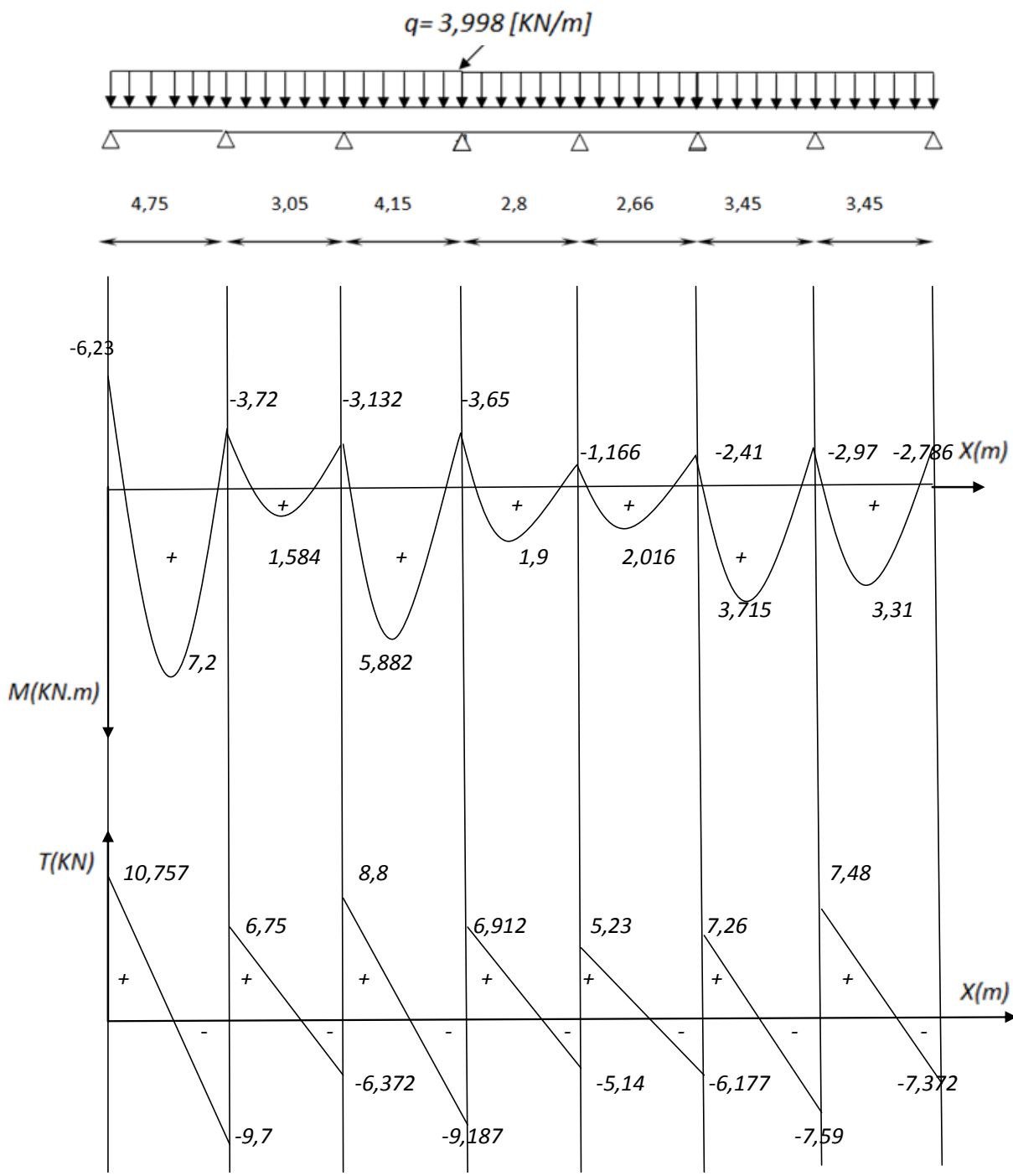


Fig. III-2-6 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS

1/-Vérification des contraintes dans le béton: (Art A.4.5.2/BAEL 91) On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / K_1 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

• **En travée :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_s = 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100.339}{120.180} = 1,57 \rightarrow \beta_1 = 0,837; \alpha = 0,489; k = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = 0,063$$

La contrainte dans les aciers est : $\sigma_{bc} = k. \sigma_s$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1.d.A_s} = \frac{6,6.10^6}{0,837.180.339} = 129,22 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0,063.129,22 = 8,14 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis**

La section d'armatures adoptée aux appuis :

$$A_s = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100.A_a}{b_0.d} = \frac{100.157}{120.180} = 0,727 \rightarrow \beta_1 = 0,8765 \rightarrow \alpha_1 = 0,371$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,371}{15(1-0,371)} = 0,039$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{ser}}{\beta_1.d.A_s} = \frac{5,7.10^6}{0,8765.180.157} = 230,12 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0,039 \times 230,12 = 8,97 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc : pour les travées on opte pour une section d'armature qui est de : 3HA12

Et pour les appuis on prend la section calculée à l'ELU qui est de : 2HA10

2/- Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration étant peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

3/- Etat limite de déformation : (Art B.6.5,2* /BAEL91) :

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 à l'utilisation de la construction. Lorsque il est prévus des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérification des trois conditions suivantes :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$ (1)
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t^s}{M_0}$ (2).
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} (MPa)$(3).

h : hauteur de la section est égale à 20 cm.

L : portée libre est égale à 370 cm.

Ast : section des armatures tendues.

Mst : moment fléchissant max en travée.

$M0$: moment fléchissant max en travée de la poutrelle Considérée isostatique.

or: $\frac{h}{L} = \frac{20}{475} = 0.042 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow$ condition non vérifiée

Donc ; le calcul de la flèche est indispensable.

- **Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91)**

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

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{475}{500} = 0,95 \text{ cm.}$$

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

Ei : Module de déformation instantané du béton.

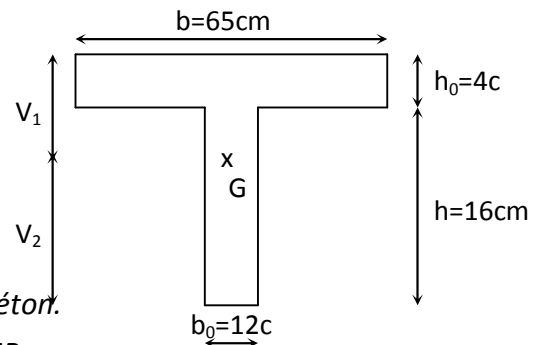
$$Ei = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa.}$$

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

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

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

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



$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,016$$

$$Y_1 : \text{Position de l'axe neutre} \quad \text{avec : } Y_1 = \frac{\sum s_i \cdot y_i}{\sum s_i}$$

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

$$Y_1 = \frac{(65 \times 4) \cdot 4 / 2 + (20 - 4) \times 12 \times [(20 - 4) / 2 + 4] + 15 \times 3,39 \times 17}{(65 \times 4) + (20 - 4) \times 12 + 15 \times 3,39}$$

$$Y_1 = 7,44 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - y_1 = 12,56 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} [7,44^3 + 12,56^3] + 4(65 - 12) \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,44 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 3,39 \cdot (12,56 - 2)^2$$

$$I_0 = 21799,84 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0,02 \cdot 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) 0,016} = 1,027$$

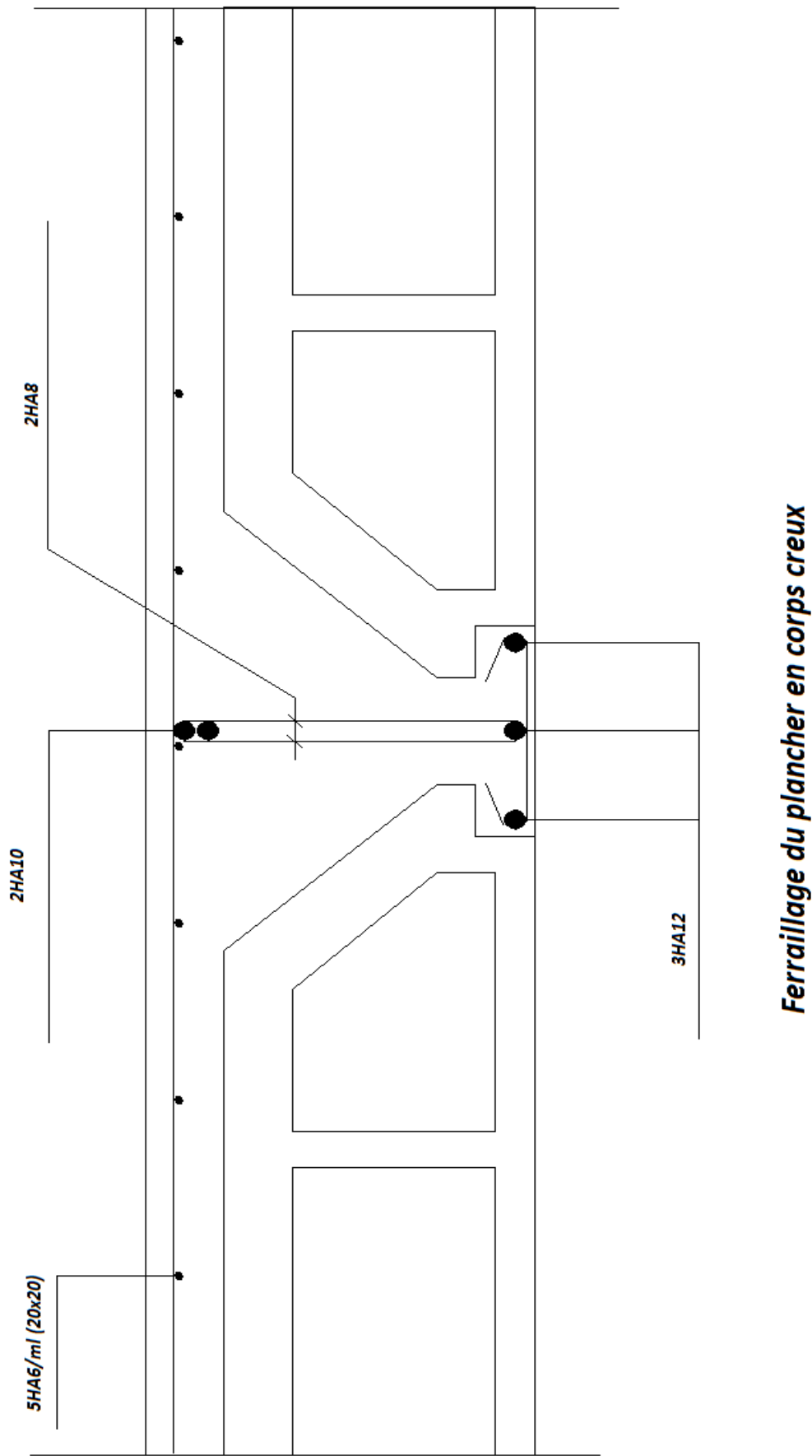
$$\nu = \max \left[0; 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,016 \times 122,05 + 2,1} \right] = 0,629$$

$$\rightarrow I_{fv} = \frac{1,1 \times 21799,84}{1 + 1,027 \times 0,629} = 14568,69 \text{ cm}^4$$

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

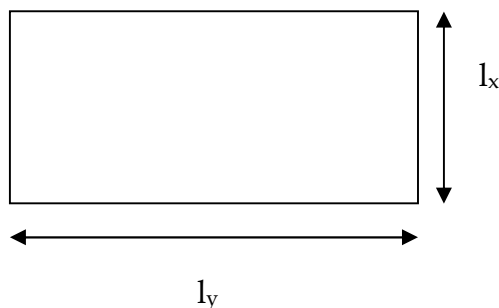
$$f = \frac{6,6 \times 10^6 (4750)^2}{10 \times 10818,88 \times 14568,69 \cdot 10^4} = 0,94 \text{ cm}$$

$$f = 0,94 \text{ cm} < \bar{f} = 0,95 \text{ cm} \rightarrow \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$



III-2-2 Calcul des planchers dalle pleine :

➤ On calcul $\rho = \frac{L_x}{L_y}$; avec: $L_x < L_y$.



figIII-2-2-1 : panneau dalle pleine reposant sur 4côtés

Si $\rho \leq 0,4 \Rightarrow$ la dalle porte dans un seul sens.

Si $0,4 < \rho < 1 \Rightarrow$ la dalle porte dans les deux sens

✓ On utilise les tables présentées dans le **BAEL91**, pour évaluer les efforts dans les dalles en fonction de « ρ » et du coefficient de poisson « ν », on aura donc les moments fléchissant agissant sur les dalles.

✓ On prend en compte la continuité tel qu'elle est préconisé dans le **BAEL91** :

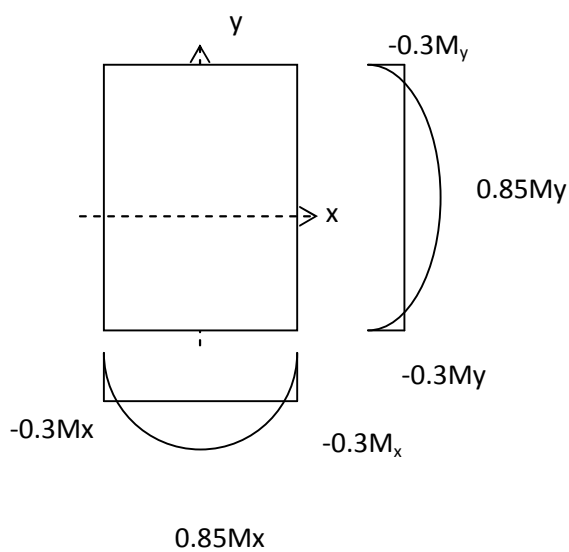
- **A l'appui :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3. M_0 : \text{Pour un appui de rive.} \\ 0,5. M_0 : \text{pour un appui intermédiaire.} \end{array} \right.$$

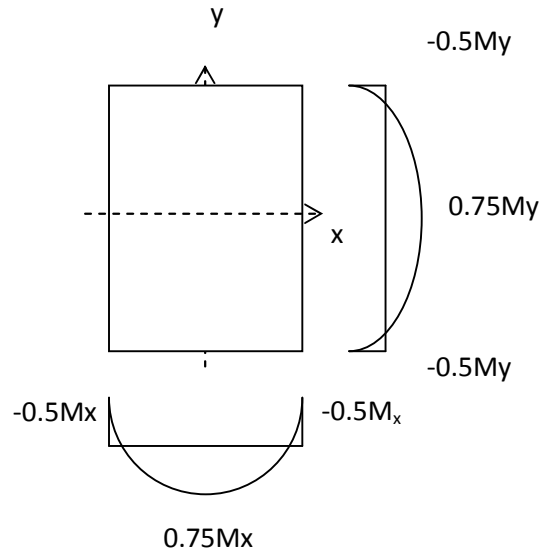
- **En travée :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,85. M_0 : \text{pour un panneau de rive.} \\ 0,75. M_0 : \text{pour un panneau}^{22} \text{ intermédiaire.} \end{array} \right.$$

M_0 : Moment de flexion pour la dalle considérée isostatique.



figIII-2-2-2 : panneau de rive



figIII-2-2-3 : panneau intermédiaire

- ✓ Le ferrailage des dalles se fera en flexion simple, pour une bande de «1 m ».
- ✓ l'espacement maximum :
 - Armatures dans le sens « L_x » $S_{tx} \leq \min (3.h ; 33 \text{ cm })$.
 - Armatures dans le sens « L_y » $S_{ty} \leq \min (4.h ; 45 \text{ cm })$.
- ✓ une vérification vis-à-vis de l'effort tranchant sera effectuée.

III-2-2-1 :-Détermination des charges et surcharges :

Les chargements répartis supportés par les différentes dalles seront déterminés suivant la combinaison suivante : $q_u = 1.35G+1.5Q$

Tableau III-2-2-1 : charges et surcharges de la dalle pleine

Combinaison des charges [KN/m _l]	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	q _u [KN/m ²]
RDC ET E.C	6,03	1,5	10,39
terrasse	6,9	1	10,815

III-2-2-2 : identification des panneaux des dalles :

Le tableau ci-dessous indique la désignation des différentes dalles, la longueur de leur deux cotés l_x et l_y ainsi que la valeur de α :

Tableau III-2-2-2 : identification des panneaux des dalles

Dalles	L_x (m)	L_y (m)	ρ	Sens
D0	3,9	4,5	0.87	2
D1	3,9	3,95	0.98	2
D2	3,95	4,15	0,95	2

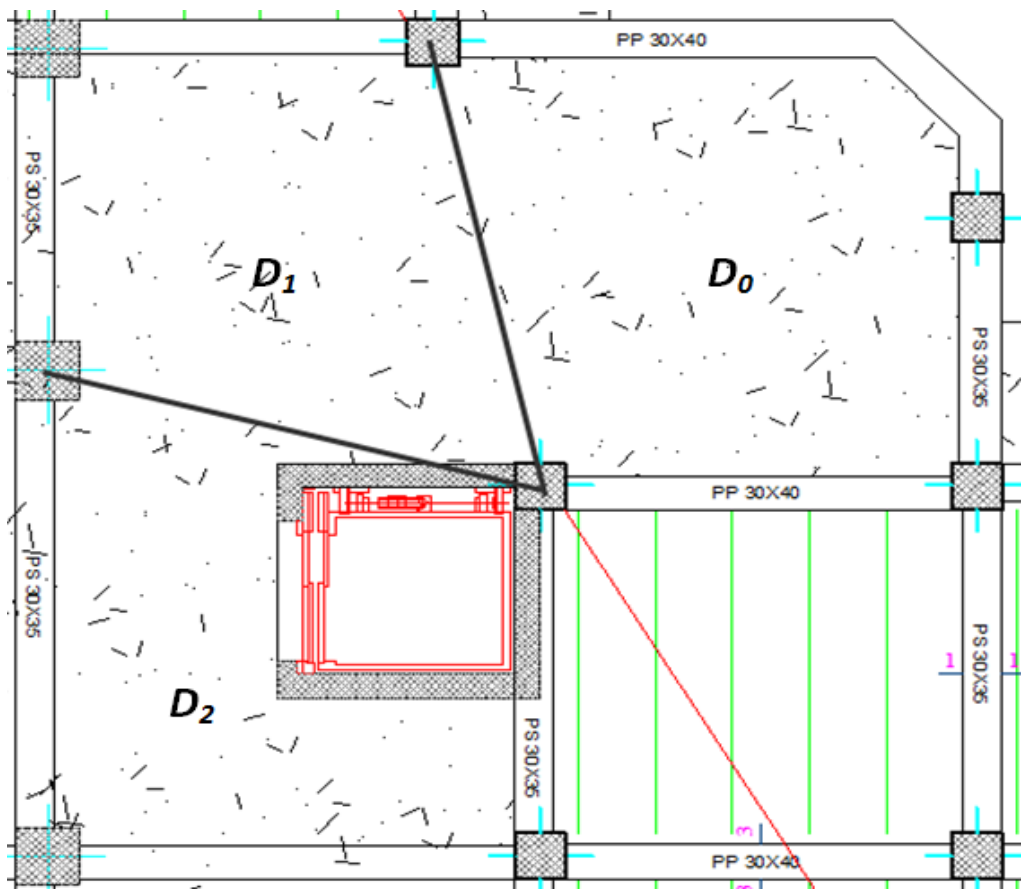


Fig. III-2-2-4 : décomposition de la dalle pleine

- Dalles portantes sur deux sens :

-Calcul des moments M_x et M_y :

Les moments de flexion suivant chaque sens sont calculés à partir des tables données par le **BAEL 91**).

A partir de la valeur de ρ pour chaque dalle nous déduisons les valeurs de μ_x et μ_y , puis nous calculons M_x et M_y comme suit :

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x.$$

Les valeurs obtenues pour chaque dalle sont dans le tableau suivant :

Tableau III-2-2-3 : valeurs des moments M_x et M_y

Dalles	ρ	μ_x	μ_y	M_x (tm)	M_y (t.m)
D0	0,87	0,0488	0,721	8,03	5,79
D1	0.98	0,0385	0,956	6,33	6,05
D2	0,95	0.0410	0.888	6,92	6,14

- **vérification des rapports M_y/M_x :**

M_y/M_x	0.72	0.96	0.89
-----------	------	------	------

le rapport $\frac{M_y}{M_x} \geq 0,25$ est vérifié pour tout les panneaux $\longrightarrow$ condition vérifiée.

Donc : pour les calculs on prend les moments maximums obtenus à partir de calcul des trois dalles pleines pour la dalle « D₀ », on a :

$$\begin{cases} M_x = 8,03 \text{ KN.m} \\ M_y = 5,79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Correction des moments :**

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie $M^{\max}$ par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

A- En travée :

1) Suivant le sens xx :

$$M_x = 0,85. M_x^{\max} = 0,85.8,03 = \underline{\underline{6,83 \text{ KN.m}}}$$

2) Suivant le sens yy :

$$M_y = 0,75. M_y^{\max} = 0,85 \times 5,79 = \underline{\underline{4,92 \text{ KN.m}}}$$

B) Aux appuis :

1) Suivant le sens xx :

$$M_x = -0,3 M_x^{\max} = -0,3 \times 8,03 = \underline{\underline{-2,41 \text{ KN.m}}}$$

2) Suivant le sens yy :

$$M_y = -0,3 M_y^{\max} = -0,3 \times 5,79 = \underline{\underline{-1,74 \text{ KN.m}}}$$

- **Calcul des efforts tranchants :**

- Au milieu de l_x : $T_u = q_u \times l_x \times l_y / (3 l_y) = 10,815 \times 3,9 \times 4,5 / (3 \times 4,5) = 14,06 \text{ KN}$

- Au milieu de l_y : $T_u = q_u \times l_x \times l_y / (2 l_y + l_x) = 10,815 \times 3,9 \times 4,5 / (2 \times 4,5 + 3,9) = 14,71 \text{ KN}$

III-2-2-3 : Ferrailage de la dalle :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de largeur ($b=1\text{m}$) et d'épaisseur ($e_p=15\text{cm}$).

A) En travée

1) Armatures dans le sens xx :

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{6,83 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times (130)^2} = 0,028 \leq \mu_u = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,028 \Rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{6,83 \times 10^6}{348 \times 130 \times 0,986} = 1,53 \text{ cm}^2$$

On opte pour

$5HA12=cm^2/ml$; avec un espacement de $:S_t=20cm$.

2) Armatures dans le sens yy :

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{4,92 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times (130)^2} = 0,019 \leq \mu_u = 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_u = 0,019 \Rightarrow \beta = 0,9905$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{4,92 \times 10^6}{348 \times 130 \times 0,9905} = 1,09 cm^2$$

On opte pour $5HA12=5,65cm^2/ml$; avec un espacement de $:S_t=20cm$

B) En appuis

1) Armatures dans le sens xx :

$$\mu_u = \frac{M_a}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{2,41 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times (130)^2} = 0,01 \leq \mu_u = 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_u = 0,01 \Rightarrow \beta = 0,9995$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{2,41 \times 10^6}{348 \times 130 \times 0,9995} = 0,53 cm^2$$

On opte pour $5HA10= 3,93cm^2 ml$; avec un espacement de $:S_t=20cm$

2) Armatures dans le sens yy :

$$\mu_u = \frac{M_a}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1,74 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times (130)^2} = 0,007 \leq \mu_u = 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_u = 0,007 \Rightarrow \beta = 0,9965$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{1,74 \times 10^6}{348 \times 130 \times 0,9965} = 0,39 cm^2$$

On opte pour pour $5HA10= 3,93cm^2 ml$; avec un espacement de $:S_t=20cm$

III-2-2-4 : Vérifications à l'ELU :

a) Condition de non fragilité : (Article B.7.4 du BAEL 91 modifié 99).

-Armatures suivant le sens de l_x : $W_x = A_x / b.h \geq W_0 (3 - \rho) / 2 \Rightarrow A_x \geq W_0.b.h (3 - \rho) / 2$.

A_x : section minimale d'armatures.

$b.h$: section totale du béton.

W_0 : taux d'acier minimal = 0,0008 (Acier HA FeE400).

$$W_0 \times b \times h (3 - \rho) / 2 = 0,0008 \times 100 \times 15 (3 - 0,87) / 2 = 1,28 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,65 \text{ cm}^2 \geq A_x = 1,28 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

-Armatures suivant le sens de l_y :

$$W_y = A_y / b \times h \geq W_0 \Rightarrow A_y \geq W_0 \times b \times h$$

$$A_y \geq W_0 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,20 \text{ cm}^2$$

$$A_{adop} = 5,65 \text{ cm}^2 \geq A_y = 1,20 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

b) Vérification à l'effort tranchant : (Article A.5.2-2 du BAEL 91 modifié 99) :

$$\tau_u = T_u^{max} / b \times d < \overline{\tau}_u \quad \text{avec:} \quad \overline{\tau}_u = 0,07 f_{ct28} / \gamma_b = 1,17 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = T_u^{max} / b \times d = 14,71 \times 10^3 / (1000 \times 130) = 0,11 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 0,11 \text{ Mpa} < \overline{\tau}_u = 1,17 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

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

(Article A.6.1-3 du BAEL 91 modifié 99).

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se} \quad \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{se} = T_{max} / 0,9 d \sum u_i = \frac{14,71 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 130 \cdot 5 \cdot 3,14 \cdot 12} = 0,67 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d) Ecartement des barres : (Art A.8.2.42 BAEL 91) :

$$\text{-Armatures dans le sens « } L_x \text{ » : } S_{tx} \leq \min (3.h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_{tx} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{- Armatures dans le sens « } L_y \text{ » : } S_{ty} \leq \min (4.h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_{ty} = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

e) **Diamètre maximal des barres : (Article A.8.2-4-2 du BAEL91 modifié 99).**

$$\varphi \leq \varphi_{\max} = \frac{h}{10} \text{ on a } \varphi = 12\text{mm} < \frac{h}{10} = 15\text{mm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III-2-2-5 : calcul à l'ELS :

1) **Les moments à l'E.L.S :**

$$q_s = G + Q = 6,9 + 1 = 7,9\text{KN}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0,0488 \times 7,9 \times 3,9^2 = 5,86\text{KN.m} \\ M_y = \mu_y \times M_x = 0,721 \times 5,86 = 4,22\text{KN.m} \end{cases}$$

- **Correction des moments:**

A) **En travée :**

- **Suivant le sens xx :**

$$M_x = 0,85. M_x^{\max} = 0,85 \times 5,86 = \underline{\underline{4,98\text{KN.m}}}$$

- **Suivant le sens yy :**

$$M_y = 0,85. M_y^{\max} = 0,85 \times 4,22 = \underline{\underline{3,59\text{KN.m}}}$$

B) **Aux appuis :**

- **Suivant le sens xx :**

$$M_x = -0,3 M_x^{\max} = -0,3 \times 5,86 = \underline{\underline{-1,76\text{KN.m}}}$$

- **Suivant le sens yy :**

$$M_y = -0,3 M_y^{\max} = -0,3 \times 4,22 = \underline{\underline{-1,27\text{KN.m}}}$$

- **Calcul des efforts tranchants :**

$$\text{- Au milieu de } l_x : T_u = q_s \times l_x \times l_y / (3 l_y) = 7,9 \times 3,9 \times 4,5 / (3 \times 4,5) = 10,27\text{KN}$$

$$\text{- Au milieu de } l_y : T_u = q_s \times l_x \times l_y / (2 l_y + l_x) = 7,9 \times 3,9 \times 4,5 / (2 \times 4,5 + 3,9) = 10,75\text{KN}$$

III-2-2-6 : vérification à l'ELS :

a) **Etat limite de compression du béton :**

1) **Sens x-x :**

- **En travée :**

$$M_t^{ser} = 4,98\text{KN.m.}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100.5,65}{13.100} = 0,43 \rightarrow \beta_1 = 0,9 \rightarrow \alpha_1 = 0,300 \rightarrow k = 0,028$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1.d.A_s} = \frac{4,98.10^6}{0,9.130.565} = 75,33 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0,028.75,33 = 2,1 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis**

$M_a = 1,76 \text{ KN.m}$. On doit vérifier $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100.3,93}{13.100} = 0,3 \rightarrow \beta_1 = 0,914 \rightarrow \alpha_1 = 0,258 \rightarrow k = 0,023$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{ser}}{\beta_1.d.A_s} = \frac{1,76.10^6}{0,914.130.393} = 37,69 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0,023 \times 37,69 = 0,87 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

2) Sens yy:

- **En travée :**

$M_t = 3,59 \text{ KN.m}$.

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

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100.5,65}{13.100} = 0,43 \rightarrow \beta_1 = 0,9 \rightarrow \alpha_1 = 0,3 \rightarrow k = 0,028$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1.d.A_s} = \frac{3,59.10^6}{0,9.130.565} = 54,3 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0,028.54,3 = 1,52 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis**

$M_a = 1,27 \text{ KN.m}$. On doit vérifier $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100.3,93}{13.100} = 0,3 \quad \beta_1 = 0,914 \rightarrow \alpha_1 = 0,258 \rightarrow k = 0,023$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{ser}}{\beta_1.d.A_s} = \frac{1,27.10^6}{0,914.130.393} = 27,19 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0,023 \times 27,19 = 0,63 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

b) Etat limite d'ouverture des fissures : (Article A.4.5.3-2 du BAEL 91).

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

c) Etat limite de déformation : [Article B.7.5 du BAEL 91]

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t^s}{M_0} \dots\dots\dots (1).$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (2)$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} (\text{MPa}) \dots\dots\dots (3).$

$$\begin{cases} h / L_x = 15/390 = 0,038 \\ M_{tx} / 20 M_x = 4,98/20 \times 5,79 = 0,043 \end{cases}$$

$$h / L_x \geq M_{tx} / 20 M_x \longrightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

.

Les conditions ne sont pas vérifiées $\Rightarrow$ il est donc nécessaire de vérifier la flèche.

d) Calcul de la flèche : (BAEL 91/ Art B.6.5.2)

$$f = \frac{M_u \cdot l^2}{10.E_v.I f_v} \leq \bar{f} = \frac{390}{500} = 0,78 \text{ cm}$$

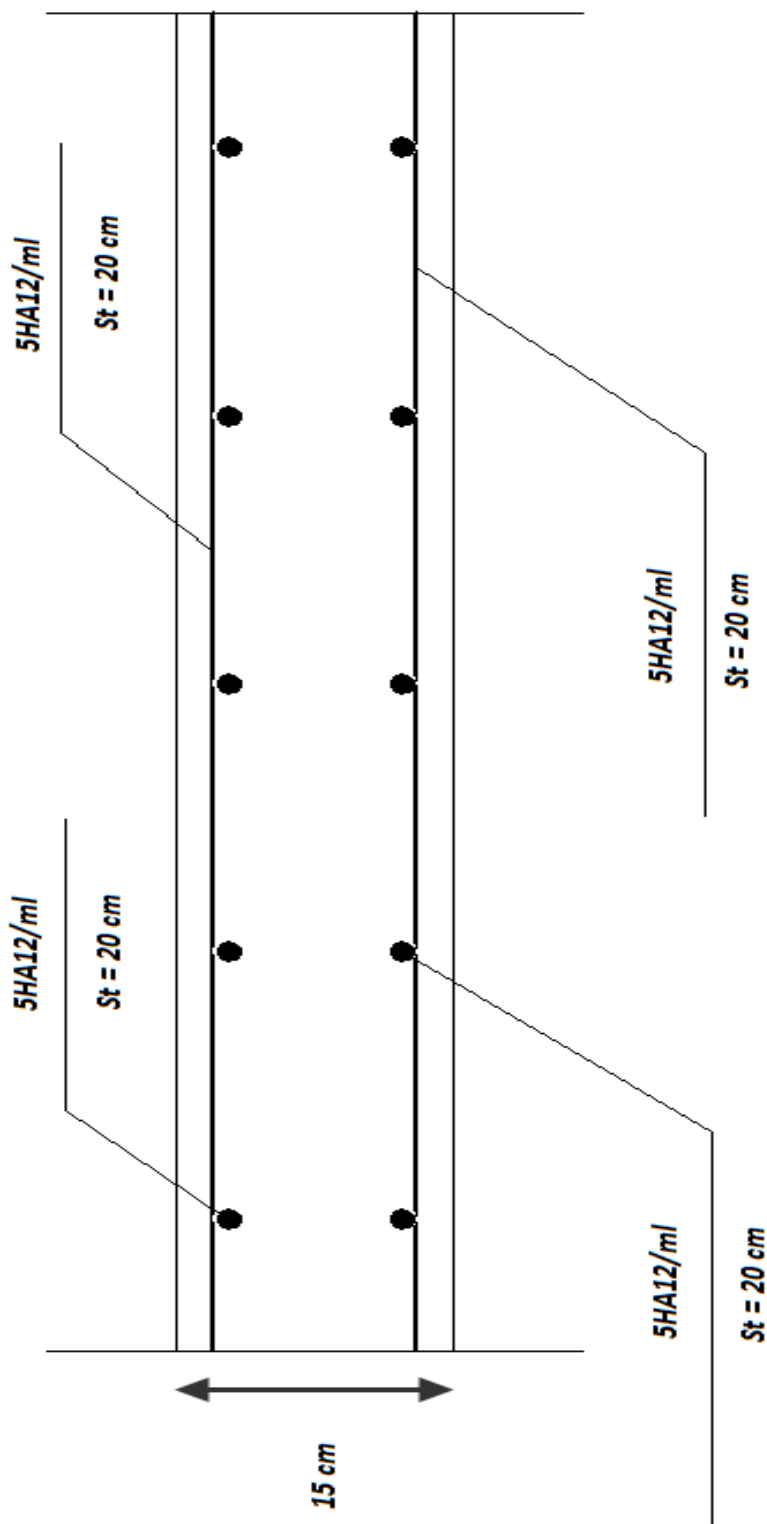
$$V_1 = \frac{\frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot d \cdot A_{tr}}{b \cdot h + 15 A_t} = 7,8 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 7,2 \text{ cm.}$$

$$\longrightarrow I_{fv} = b/3 (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - c)^2 = 30551,64 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{6,83 \cdot 10^6 \cdot (3900)^2}{10 \cdot 10818,86 \cdot 30551,64 \cdot 10^4} = 0,3 \text{ cm} < \bar{f} = 0,78 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes pour le ferrailage de la dalle pleine.



Ferraillage de la dalle pleine

III-3 Ferrailage de l'acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi empêchant toute chute, il est considéré comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse, elle a une section rectangulaire dont les dimensions sont 20 cm d'épaisseur, 60cm de hauteur. Cette console travaille en flexion composée sous :

- Son poids propre G
- un effort Q latéral dû à la main courante engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement.

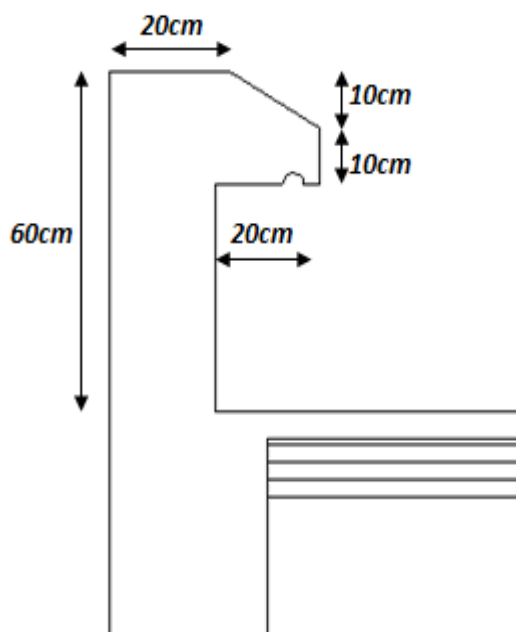


Fig III-3-1: Coupe verticale de l'acrotère

III-3-1 : Calcul des sollicitations :

- Le chargement :

Le poids propre de l'acrotère : $G = \rho \times S_{acro}$.

Avec : ρ : masse volumique du béton.

S_{acro} : section longitudinale de l'acrotère.

$$G = 25 (0,6 \times 0,2 + 0,1 \times 0,2 + 0,2 \times 0,1 / 2) = 3,75 \text{ KN/m}_l. \quad G = 3,75 \text{ KN/m}_l.$$

Surcharge d'exploitation horizontale : $Q = 1 \text{ KN/m}_l$.

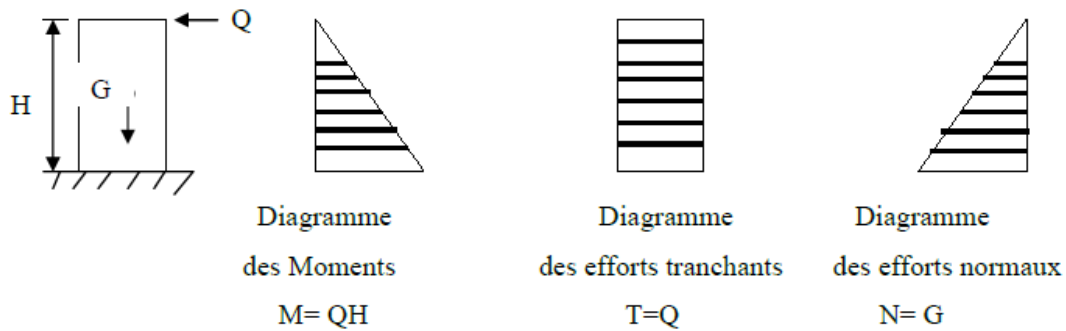


Figure III-3-2 : schéma statique et diagramme des sollicitations.

- **Les sollicitations :**

Effort normal dû au poids propre : $N = G \times 1 = 3,75 \text{ KN}$.

Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1 \text{ KN}$.

Moment de renversement M dû à Q pour une bande de 1m : $M = Q \times H \times 1 = 1 \times 0,6 \times 1 = 0,6 \text{ kN.m}$

➤ **III-3-2 : les combinaisons de charges :**

A L'ELU :

- **Effort normal de compression :**

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 3,75 = 5,0625 \text{ KN}.$$

- **Effort tranchant :**

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

- **Moment de flexion :**

$$M_u = 1,5M = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}.$$

➤ **A L'ELS :**

- **Effort normal de compression :**

$$N_s = G = 3,75 \text{ KN}.$$

- **Effort tranchant :**

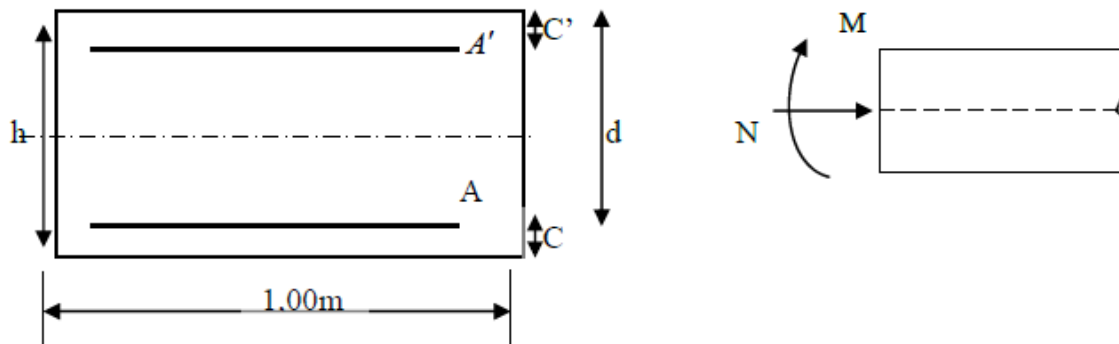
$$T_s = T = 1 \text{ KN}$$

- **Moment de flexion :**

$$M_s = M = 0,6 \text{ KN.m}.$$

III-3-3- ferrailage de l'acrotère :

Pour le calcul, on considère une section rectangulaire soumise à la flexion composée, le calcul s'effectue à l'E LU, puis les vérifications à l'ELS.



Avec : h : l'épaisseur de la section .

c : enrobage=3cm.

$d = h - c$: hauteur utile.

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

III-3-4 : calcul à l'ELU :

Calcul de l'excentricité :

$$e_u = M_u / N_u = 0,9 / 5,0625 = 0,1778 \text{ m} = 17,78 \text{ cm}.$$

$$h/2 - c = 20/2 - 3 = 7 \text{ cm}.$$

Avec : e_u : l'excentricité .

$Y = h/2 - c$: la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendues.

$$\text{Donc : } e_u = 17,78 \text{ cm} > h/2 - c = 7 \text{ cm}.$$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures.

N est un effort de compression à l'intérieur, donc la section est partiellement comprimée (SPC). Elle sera calculée en flexion simple sous l'effort d'un moment fictif, puis se ramène à la flexion composée.

➤ Calcul en flexion simple :

• Moment fictif :

$$M_f = N_u \left(e_u + \frac{h}{2} - c \right) = 5,0625 \left(0,1778 + \frac{0,2}{2} - 0,03 \right) = 1,254 \text{ kN.m}$$

• **Moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1,254 \times 1000}{100 \times 17^2 \times 14,2} = 0,003 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,003 \Rightarrow \beta = 0,9985$$

la section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\text{Les armatures fictives: } A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1,254 \times 1000}{0,9985 \times 17 \times 348} = 0,212 \text{ cm}^2$$

$$A_f = 0,212 \text{ cm}^2.$$

➤ **Calcul en flexion composée :**

• **La section des armatures réelle :**

$$A_r = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,212 - \frac{5,0625 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,0665 \text{ cm}^2$$

III-3-5 : Vérifications à l'ELU :

A- Condition de non fragilité : (art : A.4.2.1 BAEL 91) :

$$A_{str} \geq A_{min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot \left[\frac{e_s - 0,455 \cdot (d)}{e_s - 0,185 \cdot (d)} \right] \cdot b \cdot d$$

• **Calcul de l'excentricité e_s :**

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{3,75} = 0,16 \text{ m.}$$

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times \left[\frac{16 - 0,455 \times 17}{16 - 0,185 \times 17} \right] \times 100 \times 17 = 1,32 \text{ cm}^2$$

$A_r < A_{MIN}$ **Condition non vérifiée.**

Le ferrailage se fera avec la section minimale Soit : $A_s = 5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Avec un espacement : $S_t = 100/5 = 20 \text{ cm.}$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 3,93 / 4 = 0,98 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement : $S_t = 60 / 4 = 15 \text{ cm.}$

B- Vérification au cisaillement: (Art A.5.1.21 BAEL) :

Nous avons une fissuration préjudiciable d'où

$$\overline{\tau_u} = \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ MPa}) = \min (2,5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = V_u / bd, \quad V_u = 1,5 \text{ KN}, \quad b: \text{épaisseur de la console.}$$

$$\tau_u = 1,5 \cdot 10^3 / (100 \cdot 170) = 0,088 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc pas de risque de cisaillement, le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

C- Vérification de l'adhérence dans les barres : (Art. A.6.1,3 / BAEL91):

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0,9 \times d \sum U_i} \text{ avec } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}.$$

$$\text{Aciers haute adhérence} \Rightarrow \Psi_s = 1,5 \rightarrow \bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 \Rightarrow \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varphi$$

$\sum U_i$: somme des périmètres utiles des barres ; n : nombre de barres.

$$\sum U_i = 5 \times \pi \times \varphi = 5 \times 3,14 \times 1 \Rightarrow \sum U_i = 15,7 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 170 \times 157} \rightarrow \tau_{se} = 0,062 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0,062 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc : pas de risque d'entraînement des barres.

D- Longueur de scellement droit :

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{10 \times 400}{4 \times 2,84} \rightarrow l_s = 35,21 \text{ cm.} \quad \text{soit } L_s = 35 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } \tau = 0,6 \psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

Le CBA limite 400 La longueur de scellement « L_s lorsque on utilise le f_e 400 à :

$$L_s = 40 \Phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$$

vu que la longueur de scellement est importante, on opte pour un crochet normal dont la longueur est fixée à $0,4 L_s = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm}$

III-3-6 : vérifications à l'ELS :

L'acrotère est un élément très exposé aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable donc on doit vérifier les conditions suivantes :

-la contrainte dans les aciers : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

-la contrainte dans le béton : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$

1-vérification des contraintes d'ouvertures des fissures dans l'acier :

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right\}$$

Avec : $\eta = 1,6$: coefficient de fissuration

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, \max(0,5 \times 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}) \right\} = \min \left\{ 266,67, 201,63 \right\}$$

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 17} = 0,23$$

$$\rho_1 = 0,923 \Rightarrow \beta_1 = 0,923$$

$$D'où : \sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^6}{0,923 \times 170 \times 393} = 9,73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

2-vérification des contraintes d'ouvertures des fissures dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s$$

$$k = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} \quad \text{avec : } \alpha = 0,231$$

$$\text{Avec : } k = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = \frac{0,231}{15(1-0,231)} = 0,02$$

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s = 0,02 \times 9,73 = 0,2 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ La condition est vérifiée alors, il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé.

Vérification des espacements des barres (Art A.4.5, 33 / BAEL 91 modifiée 99) :

La fissuration est préjudiciable ; donc $St \leq \min (2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

On a adopté un espacement de 20cm ; donc la condition est vérifiée.

➤ **Ferraillage adopté :**

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

$4HA8=2,01 \text{ cm}^2$ avec $S_t=15\text{cm}$.

3- Vérification de l'acrotère au Séisme (Art 6, 2,3 PPA99)

Le RPA précise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad (\text{Art 6, 2,3 PPA99})$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone $A=0,20$ en zone II_b groupe d'usage II

W_p : Poids de l'acrotère = 3,75 kN/ml

C_p : Facteur de force horizontale égal à 0,8

D'où :

$$F_p = 4 \times 0,20 \times 1 \times 3,75 = 3 \text{ kN / ml} > Q = 1 \text{ kN / ml}$$

Conclusion :

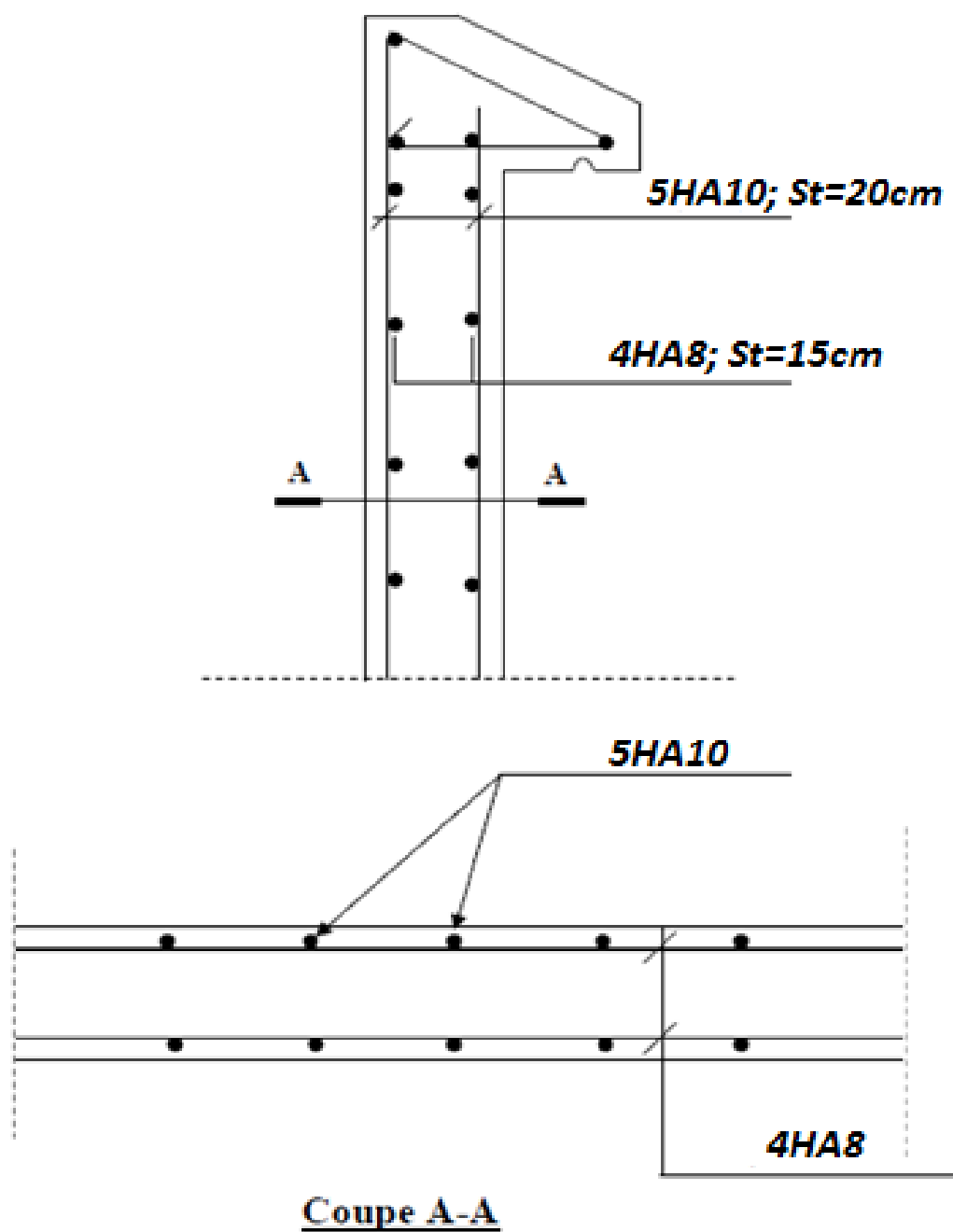
Condition non vérifiée, donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal inférieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est utile

Donc : le moment de renversement dû à l'effort du séisme sera :

$$M = F_p \times H \quad \text{avec : } H = 0,6\text{m}$$

$$M = 3 \times 0,6 = 1,8 \text{ kN.m}$$

➤ **Effort tranchant :** $T = 3 \times 1\text{ml} = 3 \text{ kN}$



Ferraillage de l'acrotère

III-4-Etude des balcons :

III-4-1: Introduction :

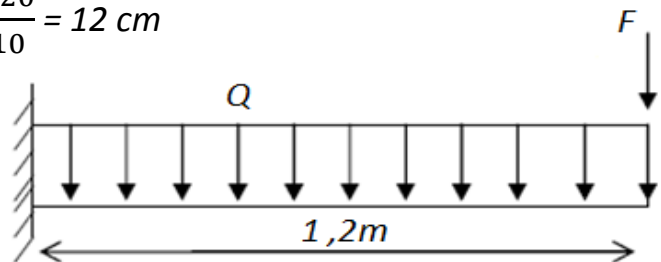
Le balcon est constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher, et travaille comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive et il est soumis à des charges permanentes G , au poids du garde de corps ainsi qu'aux charges d'exploitations.

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion, par la formule suivante:

$$e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ cm}$$

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

L : largeur de la console.



III-4-2: Détermination des charges et des surcharges :

Les charges permanentes sont résumées dans le tableau suivant :

Eléments	Epaisseurs	Charges (KN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	0,02	0,4
2. Mortier de pose	0,02	0,4
3. Couche de sable	0,02	0,38
4. Dalle pleine en béton armé	0,15	3,75
5. enduit de ciment	0,02	0,2
		G= 5,13(KN/m²)

- Les surcharges d'exploitations de la dalle est donnée par le DTR : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$
- La surcharge due à la main courante : $F = 1 \text{ KN/ml}$
- La charge de concentration due au poids du garde-corps : $g = 0,9 \text{ KN/ml}$

Pour le calcul on doit travailler sur 1 mètre linéaire.

❖ Charges uniformément réparties:

$$G = 5,13 \times 1\text{ml} = 5,13\text{KN/ml}$$

$$Q = 3,5 \times 1\text{ml} = 3,5\text{KN/ml}$$

❖ Charges concentrées :

$$G = 0,9 \times 1\text{ml} = 0,9 \text{ KN}$$

$$Q = 1 \times 1\text{ml} = 1\text{KN}$$

III-4-2: Combinaisons de charges :

ELU:

❖ Charges uniformément réparties :

$$\left. \begin{array}{l} G = 5,13 \times 1,35 = 6,93 \text{ KN/ml} \\ Q = 3,5 \times 1,5 = 5,25 \text{ KN/ml} \end{array} \right\} Q_u = 12,18 \text{ KN/ml}$$

❖ Charges concentrées :

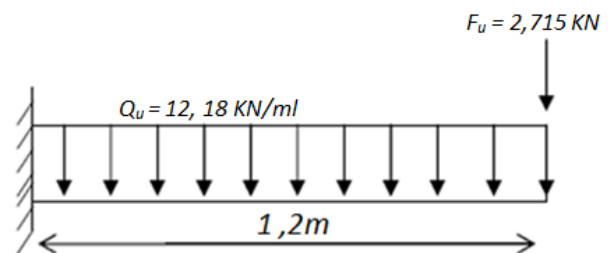
$$\left. \begin{array}{l} G = 0,9 \times 1,35 = 1,215 \text{ KN} \\ Q = 1 \times 1,5 = 1,5 \text{ KN} \end{array} \right\} F_u = 2,715 \text{ KN}$$

$$T_u = Q_u \times L + F_u$$

$$T_u = 12,18 \times 1,2 + 2,715 = 17,33 \text{ KN}$$

$$M_u = Q_u \times L^2 / 2 + F_u \times L$$

$$M_u = 12,18 \times (1,2)^2 / 2 + 2,715 \times 1,2 = 12,03 \text{ KN.m}$$



ELS:

❖ Charges uniformément réparties :

$$\left. \begin{array}{l} G = 5,13 \text{ KN/ml} \\ Q = 3,5 \text{ KN/ml} \end{array} \right\} Q_s = 8,63 \text{ KN/ml}$$

❖ Charges concentrées :

$$\left. \begin{array}{l} G = 0,9 \text{ KN} \\ Q = 1 \text{ KN} \end{array} \right\} F_s = 1,9 \text{ KN}$$

$$T_s = Q_s \times L + F_s$$

$$T_s = 8,63 \times 1,2 + 1,9 = 12,26 \text{ KN}$$

$$M_s = Q_s \times L^2 / 2 + F_s \times L$$

$$M_s = 8,63 \times (1,2)^2 / 2 + 1,9 \times 1,2 = 8,50 \text{ KN.m}$$

III-4-3: Ferrailage:

Caractéristiques géométriques de la section

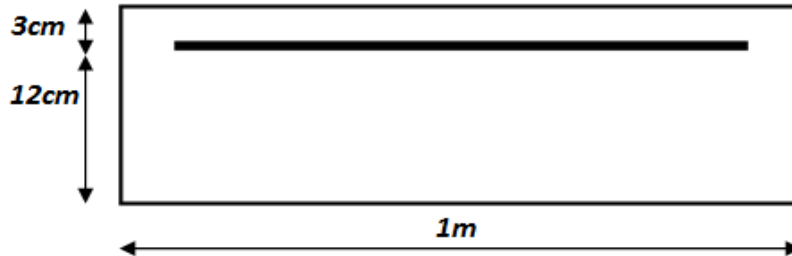


Fig. III-4-1 : disposition des armatures principales du balcon.

Les armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{12,03 \cdot 10^6}{1000 \cdot 120^2 \cdot 14,2} = 0,059 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\beta = 0,969$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \quad \text{avec :} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{12,03 \cdot 10^6}{0,969 \cdot 120 \cdot 348} = 2,97 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour: } 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2 \quad \text{avec: } S_t = 20 \text{ cm}$$

Armatures de réparations :

$$A_r = \frac{A_r}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,9825 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour : } 5\text{HA}8 = 2,31 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } S_t = 20 \text{ cm}^2$$

III-4-4 : Vérification à l'ELU :

- **Vérification de la condition de non fragilité** (Art 4.21/BAEL 91)

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 1000 \cdot 120 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,45 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification à l'effort tranchant :**

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{17,33 \cdot 10^3}{1000 \cdot 120} = 0,144 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{ct28}; 5 \text{ MPa} \right\} \min \left\{ \frac{0,2}{1,5} 25; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa.}$$

Donc on a : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \longrightarrow$ condition vérifiée.

• **Vérification de l'espacement des barres :**

(B.A.E.L. 91/Art.5.1.42)

Armatures principales :

$$S_t \leq \min (3h; 33\text{cm}) = \min (45 \text{ cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm.}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures secondaires :

$$S_t \leq \min (4h; 45\text{cm}) = \min (60 \text{ cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de l'adhérence des barres :**

(BAEL99 Art A6.1.3)

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

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} \quad \text{avec: } \sum U_i : \text{somme des périmètres.}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3,14 \times 10 = 157 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{17,33 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 120 \cdot 157} = 1,022 \text{ Mpa.}$$

Donc : $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \longrightarrow$ condition vérifiée.

III-4-5 : Vérification à l'ELS :

Vérification de la contrainte :

❖ **Acier :**

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{266.66; 201.63\} \quad \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,94}{100 \times 12} = 0.324$$

$$\beta_1 = 0.911; K_1 = 41,18 \quad K = \frac{1}{K_1} = 0.024$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A} = \frac{8,50 \times 10^6}{0,911 \times 120 \times 394} = 197,34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 197,34 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 201,63 \text{ MPa}$$

condition vérifiée

❖ **Béton :**

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

$$\sigma_b = K \cdot \sigma_s = 0,024 \times 197,34 = 4,73 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Calcul de la flèche : (BAEL 91/ Art B.6.5.2)

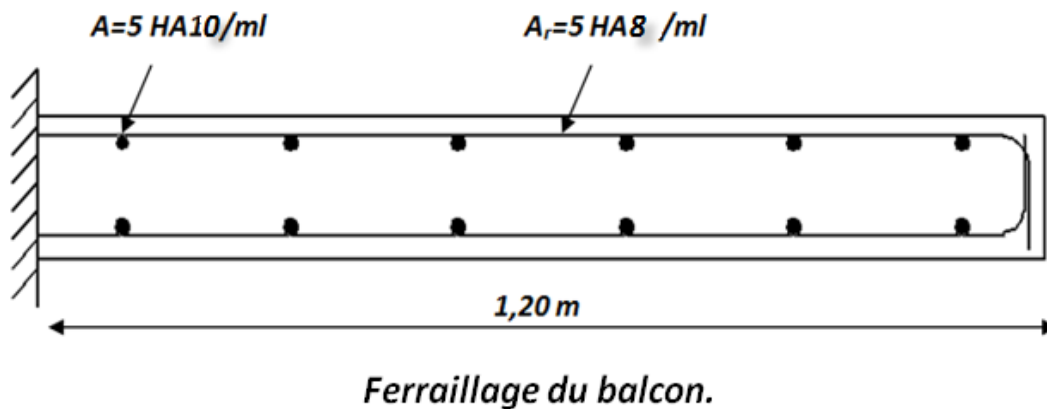
$$f = \frac{M_u \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{120}{500} = 0,24 \text{ cm}$$

$$V_1 = \frac{\frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot d \cdot A_{tr}}{b \cdot h + 15 A_t} = 7,67 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 7,33 \text{ cm.}$$

$$\longrightarrow I_{fv} = b/3 (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - c)^2 = 29273,6 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{8,5 \cdot 10^6 \cdot (1200)^2}{10 \cdot 10818,86 \cdot 29273,6 \cdot 10^4} = 0,038 \text{ cm} < \bar{f} = 0,24 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$



III-5 La dalle salle machine :

Vu le nombre important d'étages dans le bâtiment, un ascenseur est indispensable pour assurer aux habitants un déplacement plus aisé entre les différents étages. Le bâtiment comprend une cage d'ascenseur dont la vitesse d'entraînement est de ($v = 1 \text{ m/s}$), la surface de la cabine est de $(1,6 \times 1,6) = 2,56 \text{ m}^2$, la charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 9 tonnes.

III-5-1 Calcul de la dalle pleine du local :

L'étude des dalles reposants librement sur leurs pourtours et soumises à des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

Pour ce qui suivra on étudiera le cas d'une charge localisée concentrique. la dalle reposant sur ses 4 cotés avec $L_x = 1,6 \text{ m}$ et $L_y = 1,6 \text{ m}$

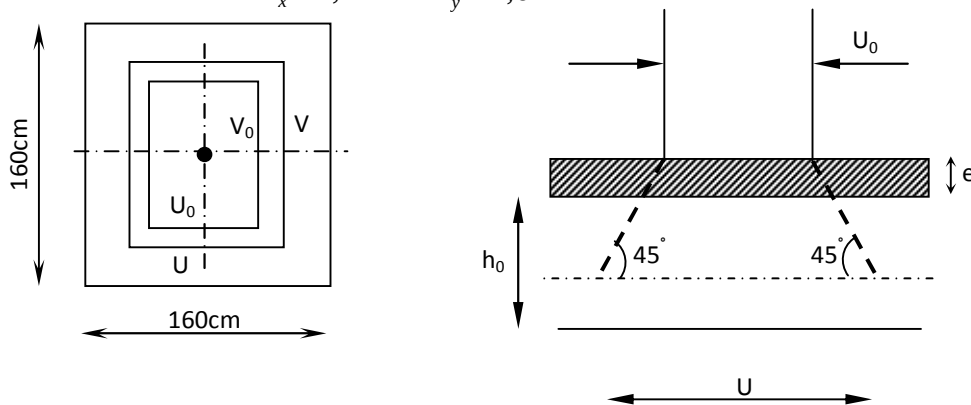


Fig. III.5.1: Schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau du feuillet moyen.

- **dimensionnement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.6}{1.6} = 1 \\ 0.4 \leq \rho = 1 \leq 1 \end{array} \right. \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$h_t \geq \frac{160}{40} = 4 \text{ cm}$$

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine étant de 12cm (selon le RPA99 version 2003), on prend une épaisseur $h_t = 15 \text{ cm} = h_0$

$$\left\{ \begin{array}{l} U_0 = V_0 = 80 \text{ cm} \quad \text{et} \quad e = 5 \text{ cm (revêtement).} \end{array} \right.$$

$$U = U_0 + 2(\varepsilon \cdot e + h_0 / 2) = U_0 + 2e + h_0 = 80 + 2 \times (5) + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$V = V_0 + 2(\varepsilon \cdot e + h_0 / 2) = V_0 + 2e + h_0 = 80 + 2 \times (5) + 15 = 105 \text{ cm}.$$

Le coefficient ξ dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton : $\rightarrow \xi = 1.0$

U et V : Dimensions du rectangle sur lequel s'applique la charge, compte tenue de la diffusion à 45° .

$U_0 \times V_0$: surface de contact (80x80) cm^2 .

III.5-2 Calcul à l'ELU :

a) Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage :

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

Avec : ν : coefficient de poisson à $\begin{cases} \text{E.L.U} & \nu = 0 \\ \text{E.L.S} & \nu = 0.2 \end{cases}$

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

$$\frac{U}{L_x} \text{ et } \frac{V}{L_y} \cdot \text{ avec } \begin{cases} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,6}{1,6} = 1 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{105}{160} = 0,66 \text{ et } \frac{V}{L_y} = \frac{105}{160} = 0,66 \end{cases}$$

Après interpolation : $M_1 = M_2 = 0,0688$ (du tableau de PIGEAUD) .

$$p = 1,35 Q = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ t} = 121,5 \text{ KN}.$$

$$\begin{cases} M_{x1} = P \cdot M_1 = 121,5 \times 0,0688 = 8,36 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = P \cdot M_2 = 121,5 \times 0,0688 = 8,36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b) Evaluation du moment M_x et M_y dus au poids propre de la dalle :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$$\text{Poids de la dalle : } \begin{cases} G = 25 \times 0,15 + 22 \times 0,05 = 4,85 \text{ KN / m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN / m}^2 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } q_u = 1,35.G + 1,5.Q = (1,35 \times 4,85) + (1,5 \times 1) = 8,048 \text{ KN / mL}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0,0368 \times 8,048 \times (1,6)^2 = 0,758 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,758 \times 1 = 0,758 \text{ KN.m}$$

c) **Superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8,36 + 0,758 = 9,12 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8,36 + 0,758 = 9,12 \text{ KN.m}$$

- **Remarque :**

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront affectés par des

Coefficients : 0,85 en travées et 0,3 aux appuis.

d) **correction des moments :**

Sens lx :

$$\text{Aux appuis : } M_x^a = -0,3M_x = -0,3 \times 9,12 = -2,736 \text{ KN.m}$$

$$\text{en travée : } M_x^t = 0,85M_x = 0,85 \times 9,12 = 7,752 \text{ KN.m}$$

Sens ly :

$$\text{Aux appuis : } M_y^a = -0,3M_y = -0,3 \times 9,12 = -2,736 \text{ KN.m}$$

$$\text{en travée : } M_y^t = 0,85M_y = 0,85 \times 9,12 = 7,752 \text{ KN.m}$$

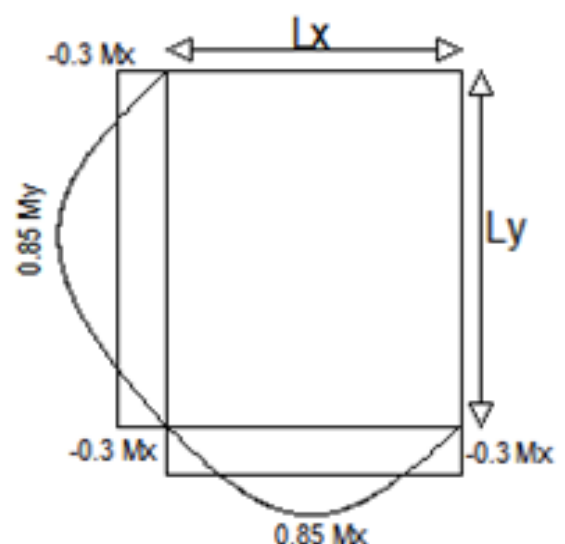


Fig.5.2: Distribution des moments sur le panneau

III-5-3 : Ferrailage :

Il se fera à L'ELU pour une bande de 1m de largeur.

a) Sens X-X

• en travée

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{7,752.10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,032 < \mu_e = 0,392 \Rightarrow \text{S.S A.}$$

$$\mu_b = 0,032 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,984$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{7,752.10^3}{0,984 \times 13 \times 348} = 1,74 \text{ cm}^2.$$

Soit 5HA12 $\Rightarrow A_t = 5,65 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

• aux appuis

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{2,736.10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,011 < \mu_e = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,011 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,9945$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{2,736.10^3}{0,9945 \times 13 \times 348} = 0,61 \text{ cm}^2$$

Soit 5 HA12 $\Rightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$

b) Sens Y-Y

• en travée

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{7,752.10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,032 < \mu_e = 0,392 \Rightarrow \text{SS A.}$$

$$\mu_b = 0,032 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,984$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7,752 \cdot 10^3}{0,984 \times 13 \times 348} = 1,74 \text{ cm}^2.$$

Soit 5HA12 $\Rightarrow A_t = 5,65 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

• **aux appuis**

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2,736 \cdot 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,011 < \mu_e = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,011 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,9945$$

$$A_a = \frac{M_y^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2,736 \cdot 10^3}{0,9945 \times 13 \times 348} = 0,61 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA12 $\Rightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$

III-5-4 : Vérification à L'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art B.7.4.BAEL91) :

- Armatures inférieures (// au sens X-X)

$$W = W_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2} \right) \quad \text{et} \quad W = A_{\min} / S$$

$$\text{Avec : } \rho = \frac{l_x}{l_y} = 1$$

$A_{\min}$: Section minimale d'armatures.

S : section totale du béton.

W_0 : taux d'acier minimal = 0,0008 (acier HA FeE400)

$$W_x = 0,0008 \times \left(\frac{3-1}{2} \right) = 0,0008$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times (15 \times 100) = 1,20 \text{ cm}^2$$

- Armatures supérieures

$$W_y = W_0 = 0,0008 \quad \text{donc : } A_{\min} = 0,0008 \times (15 \times 100) = 1,2 \text{ cm}^2$$

En travée :

En appuis :

$$A_x = A_y = 5,65 > A_{min}$$

$$A_x = A_y = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{min}$$

⇒ Condition vérifiée.

b) Diamètre maximale des barres : (Article A.7.2,1 du BAEL91 modifié 99)

On doit vérifier que $\phi_{max} \leq \frac{h}{10}$

$$\phi_{max} = 12 \text{ mm} < \frac{150}{10} = 15 \text{ mm.} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c) Espacement des barres : (Article A.8.2-4-2 du BAEL91 modifié 99).

L'écartement des armatures d'une même nappe, soumise à une charge concentrée, ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

$$\checkmark \text{ Armatures } A_x // L_x : S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\checkmark \text{ Armatures } A_y // L_y : S_t = 20 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) vérification de la contrainte tangentielle. (Article A.5.2-2 du BAEL 91 modifié 99).

Les efforts tranchants sont maximaux au voisinage de la charge.

• **au milieu de U :**

$$T_u = \frac{P}{2U + V} \text{ avec } p = 1,35.G = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$T_u = \frac{121,5}{2 \times 1,05 + 1,05} = 38,57 \text{ KN.}$$

• **au milieu de V**

On a :

$$T_u = \frac{p}{3U} = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 38,57 \text{ KN.}$$

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} < \overline{\tau_u} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} = \frac{38,57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,297 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_u} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u} \implies$ Condition Vérifiée dans les deux sens vu que T_u est le même .

e) Vérification de poinçonnement : (Article A.5.2-4-2 du BAEL 91 modifié 99).

On admet qu'aucune armature transversale n'est nécessaire si la condition suivante est satisfaite. $Q_u \leq 0,045 \mu_c h f_{c28} / \gamma_b$

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

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

U_c : périmètre du contour.

h : épaisseur totale de la dalle.

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

$$Q_u \leq 0,045 U_c h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5}$$

$$Q_u \leq 472,5 \text{ KN.}$$

$$121,5 < 472,5 \text{ KN.} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

f) Rapport minimal des aciers en travée :

$$A_y \geq A_x / 3 = 1,2 / 3 = 0,4 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 1,2 \text{ cm}^2 > 0,4 \text{ cm}^2 \implies \text{condition vérifiée}$$

III-5-5 : Vérification à l'ELS : $\nu = 0,2$

a) moment dû au système de levage par interpolation :

$$M_{x1} = P (M_1 + 0,2M_2) = 90 (0,0688 + 0,20 \times 0,0688) = 7,36 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P (M_2 + 0,2M_1) = 90 (0,0688 + 0,2 \times 0,0688) = 7,36 \text{ KN.m}$$

b) moment dû au poids propre de la dalle pleine

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/ml}$$

Dans le sens L_x : $M_{x2}^s = \mu_x q_s (L_x)^2$

Dans le sens L_y : $M_{y2}^s = \mu_y M_{x2}^s$

on a $\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0.1 \\ \nu = 0.2 \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0442 \\ \mu_y = 1 \end{array} \right.$

$$M_{x2}^s = 0.0442 \times 5.85 (1.6)^2 = 0.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2}^s = 0.66 \times 1 = 0.66 \text{ KN.m}$$

c) superposition des moments

$$\begin{cases} M_x^s = M_{x1}^s + M_{x2}^s = 7,36 + 0.66 = 8,02 \text{ KN.m} \\ M_y^s = M_{y1}^s + M_{y2}^s = 7,36 + 0.66 = 8,02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

d) correction des moments :

- en travées :**

$$\{M_x^t = M_y^t = 0.85 M_x^s = 0.85 \times 8,02 = 6,82 \text{ KN.m}\}$$

- sur appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = -0.3 M_x^s = -0.3 \times 8,02 = -2,406 \text{ KN.m}$$

e) Vérification des contraintes dans le béton : (Article A.4.5-2 du BAEL91)

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

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

- Aux appuis (sens X-X, sens Y-Y)**

$$\gamma = \frac{-2,736}{-2,406} = 1,137.$$

$$\mu_b = 0,01 \rightarrow \alpha = 0,0126.$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,137 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,3185.$$

$$\alpha = 0,0126 < 0,3185 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- En travée (sens X-X ; sens Y-Y)**

$$\gamma = \frac{7,752}{6,82} = 1,137$$

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

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,3185$$

$$\alpha = 0,0355 < 0,3185 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Conclusion : Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la contrainte de compression du béton n'est pas nécessaire.

f) Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire

g) Etat limite de déformation

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

$$1) \frac{h}{\ell_x} \geq \frac{1}{16} \qquad 2) \frac{h}{\ell_x} \geq \frac{M_{tx}}{10.M_x} \qquad 3) \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

- h : hauteur de dalle.

- M_{tx} : Moment entravé de la dalle continue dans la direction ℓ_x

- M_x : Moment isostatique dans la direction de (x-x) pour une bande de largeur de 1[m].

- A_x : Section d'armature par bande de largeur égale à 1[m]

- d : La hauteur utile de la bande.

- b : La largeur de bande égale à 1[m]

• **Vérification de la 1^{ère} condition :**

$$\frac{h}{\ell_x} = \frac{15}{160} = 0,094 > \frac{1}{16} = 0,0625. \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification de la 2^{ème} condition :**

$$\frac{h}{\ell_x} = \frac{15}{160} = 0,094$$

$$\frac{M_{tx}}{20.M_x} = \frac{6,82}{10 \times (8,02)} = 0,085.$$

$$\frac{h}{\ell_x} = 0,094 > 0,085 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la 3^{ème} condition** $\frac{A_\chi}{b.d} = \frac{5,65}{100 \times 13} = 0,004$

$$\frac{4.2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105$$

$$\frac{A_\chi}{b.d} = 0,004 < 0,0105 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Remarque :** les résultats trouvés dans cette vérification sont valables pour les deux directions ($L_x = L_y$).

Donc on peut se dispenser de calculer la flèche.

Conclusion : pour la dalle salle machine on opte pour un ferrailage de :

- **Sens X-X :**

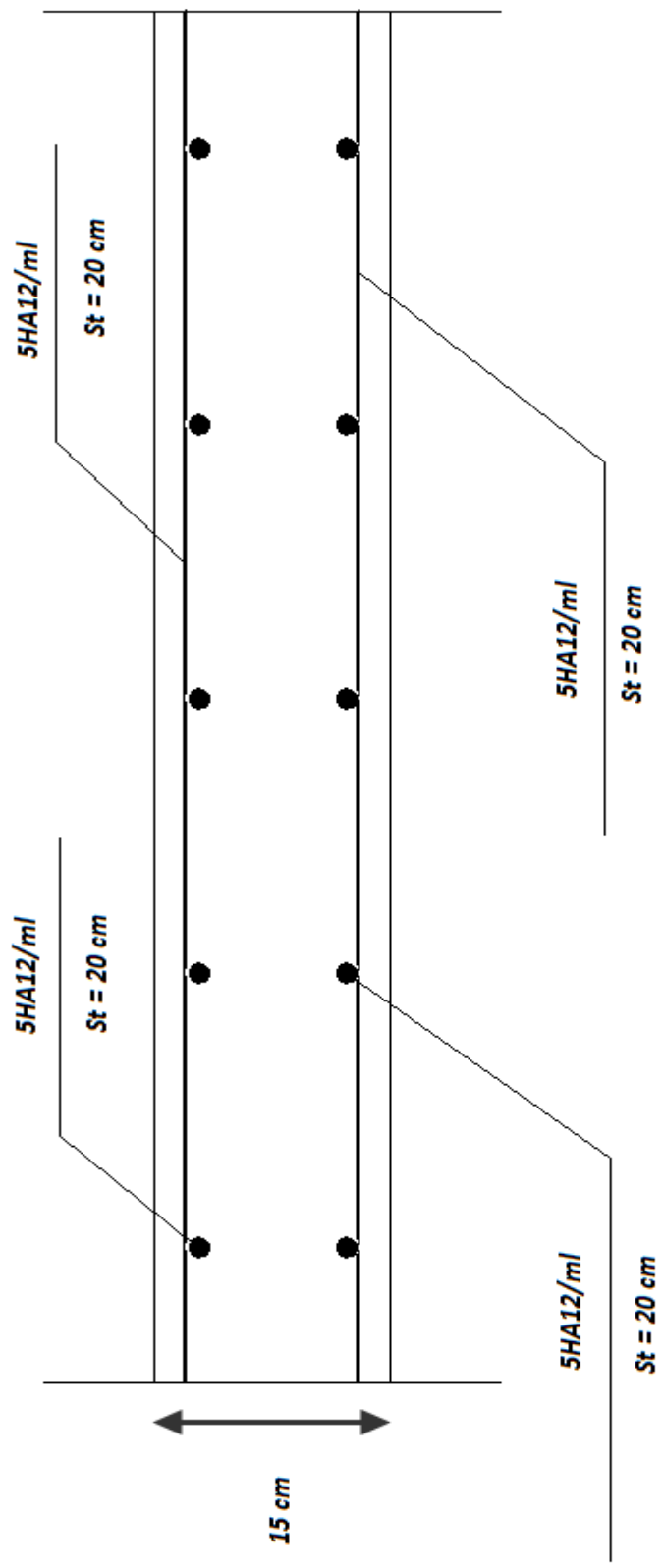
En travées : 5HA12=5,65 cm².

Aux appuis : 5HA12=5,65 cm².

- **Sens Y-Y :**

En travées : 5HA12=5,65 cm².

Aux appuis 5HA12=5,65 cm².



Ferraillage de la dalle salle machine

III-6 : La poutre palière :

III-6-1 : Définition :

C'est une poutre de section rectangulaire. Elle supporte son poids propre, la réaction de la paillasse et du palier. Cette poutre se repose sur les voiles de la cage d'escalier et sa portée est $L = 4,10$ m.

III-6-2: Le pré-dimensionnement :

-La hauteur :

$$\frac{L}{10} \leq h \leq \frac{L}{15} \rightarrow \frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10} \rightarrow 27,33\text{cm} \leq h \leq 41\text{cm}$$

Selon RPA99 modifié 2003 $h_t \geq 30\text{cm}$ $\rightarrow$ on opte pour $h = 40$ cm.

-La largeur:

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 16\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}.$$

Selon RPA99 modifié 2003 $b \geq 20\text{cm}$ $\rightarrow$ on opte pour $b = 25$ cm.

la section adopté pour la poutre ; (25×40)

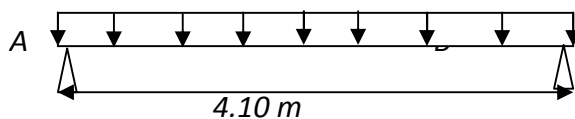
- le poids revenant a la poutre palière : $G_p = 0.25 \times 0.4 \times 25 = 2.5\text{KN/m}_l$
- Chargement du palier : $q_{1u} = 30,01\text{KN/m}_l$
- Chargement de la paillasse : $q_{2u} = 20,62\text{KN/m}_l$

Combinaison des charges :

$$q_u = 1.35 G_p + (q_{1u} + q_{2u}) = 1.35 \times 2.5 + 50,63 = 54\text{KN/m}_l$$

$$q_u = 54\text{KN/m}_l$$

III-6-4 : Ferrailage de la poutre ;



Réaction d'appuis ;

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{54 \times 4,1}{2} = 110,7\text{KN}.$$

Calcul des moments ;

$$M_{\max} = M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{54 \times 4,1^2}{8} = 113,47\text{KN.m}$$

Correction des moments :

En travée :

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 113,47 = 96,45 \text{ KN.m}$$

Aux appuis : $M_a = -0.3 \times M_0 = -0.3 \times 113,47 = -34,04 \text{ KN.m}$

Efforts tranchants ;

$$T_{\max} = R_A = -R_B = 110,7 \text{ KN.}$$

Diagramme des moments et efforts tranchants ;

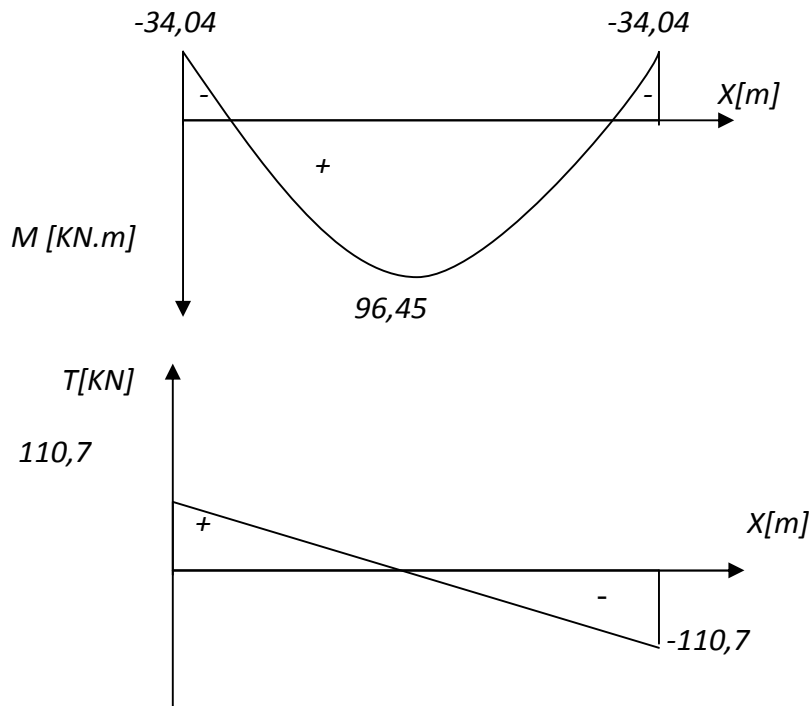


Fig. III-6-1 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant.

Ferraillage de la poutre :

- En travée : $M_T = 96,45 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot f_{bu} \cdot d^2} = \frac{96,45 \cdot 10^6}{250 \cdot 14,2 \cdot (370)^2} = 0,198 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

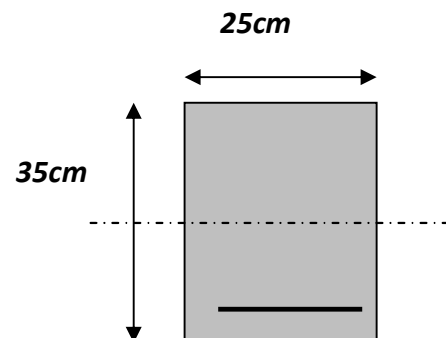
$$\longrightarrow \beta = 0,889$$

$$A = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A = \frac{96,45 \cdot 10^6}{0,889 \cdot 370 \cdot 348} = 8,42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 6\text{HA}14 = 9,24 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis ; $M_{ua} = 34,04 \text{ KN.m}$



$$u_b = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{34,04 \times 10^6}{250 \times (370)^2 \times 14,2} = 0,07$$

$$u_b = 0,07 < u_r = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$u_b = 0,07 \Rightarrow \beta = 0,964$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{34,04 \times 10^6}{0,964 \times 370 \times 348} = 2,74 \text{ cm}^2$$

On adopte 3HA12=3,39cm²

Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux :(Art 7.5.2.1/RPA2003):

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

$$A_{st \text{ tot}} = 6HA14 + 3HA12 = 12,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ tot}} > 0,005bh = 5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-6-5 : Les vérifications a L'ELU ;

1) Vérification de non fragilité ; (Art A.4.2 /BAEL91):

$$A_{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,11 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 9,24 \text{ cm}^2 > 1,11 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > 1,11 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2) Vérification de l'effort tranchant ;

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{110,7 \times 10^3}{250 \times 237} = 1,86 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

3) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (BAEL 99. Art A.5-1-313)

- **influence sur le béton. ;**

$$T_U = 110,7 \text{ KN}$$

$$\frac{2 T_U^{\max}}{b \times a} < 0,8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$T^{\max} = \frac{0,8 \times b \times a \times f_{cj}}{2 \times \gamma_b}$$

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 37 = 33,3 \text{ cm}$$

$$T_U^{\max} = 0,267 \times 250 \times 25 \times 33,3$$

$$T_U^{max} = 555,69 \text{ KN}$$

$$T_U = 110,7 < T_U^{max} = 555,69 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Influence sur l'acier ;**

$$A > \frac{1.15}{f_e} \left(T_U + \frac{M_a}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(110,7 \times 10^3 - \frac{34,04 \times 10^6}{0.9 \times 370} \right) = 6,12 \text{ cm}^2$$

$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 < 6,12 \text{ cm}^2 \rightarrow$ condition non vérifiée ; on doit augmenter la section au niveau des appuis.

$$\text{Soit } 6\text{HA}12 = 6,79 \text{ cm}^2 > 6,12 \text{ cm}^2$$

4) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres aux appuis ;

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = \sum n \pi \Phi = 3.14 \times 6 \times 1,2 = 22,61 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{110,7 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 226,1} = 1,47 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

5) Ancrage des barres aux appuis : (Art A.6.1,22 / BAEL91):

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}, \text{ avec } \bar{\tau}_s = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42,33 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques il est nécessaire d'adopter un crochet normale, d'après le BAEL91 ; la longueur nécessaire pour les aciers HA est $0.4L_s = 0.4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm}$

Soit un crochet de **17cm**.

6) Calcul des armatures transversales ;

- **Diamètre armatures transversales : (Art A.7.2 / BAEL91):**

$$\varphi_t < \min \left\{ \Phi_1 ; \frac{H}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ 14 ; \frac{400}{35} ; \frac{250}{10} \right\}$$

$$\varphi_t < \min \{ 11,4 ; 25 ; 14 \} = 11,4 \text{ mm}$$

Soit: $\varphi_t = 8 \text{ mm}$ Nous adopterons des cadres et des étriers en $\emptyset 8$ Donc : $A_t = 2.01 \text{ mm}^2$

- **Espacement des armatures transversale (Art A.5,22/BAEL91):**

$$S_t \leq \min \{ 0.9d ; 40 \text{ cm} \} = \{ 33,3 ; 40 \text{ cm} \}$$

$$\text{soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

7) Vérification selon le RPA (Art 7.5.2,2/RPA99V2003):

1) Zone nodale

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_1 \right\} = \min \{10; 12.1,2\}$$

$$S_t = 10\text{cm}$$

2) Zone courante (travée):

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm} \quad \text{soit} \quad S_t = 20\text{cm}$$

$$S_t = \min(25\text{ cm}, 20\text{cm}) \quad \text{donc} \quad S_t = 20\text{cm}$$

8) Quantité d'armatures transversales minimale RPA ;

$$A_{\min} = 0.003 S_t b$$

$$A_{\min} = 0.003 \times 20 \times 25$$

$$A_{\min} = 1.5\text{cm}$$

$$A_{\text{adopté}} = 2,01\text{cm}^2 > A_{\min} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

9) Pourcentage minimum des armatures transversales: :(Art 5.1,22 / BAEL91) :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\min} = \frac{0,4.b.S_t}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,4 \times 25 \times 20}{400} = 0,5\text{cm}$$

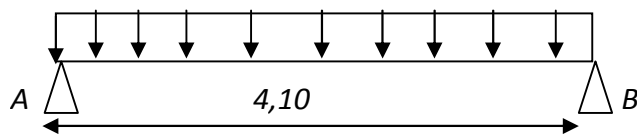
$$A_{\text{adopté}} > A_{\min}$$

Vérification a L'ELS ;

$$G = 2.5\text{KN/ml} \quad q's = 36,44\text{KN/ml}$$

$$q_s = G + q's = 38,94\text{KN/ml}$$

$$q_s = 38.94\text{KN/ml}$$



Réaction aux appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q \times l}{2} = \frac{38,94 \times 4,1}{2} = 79,83\text{KN}$$

Calcul des moments :

En travée :

$$M_{\max} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{38,94 \times 4,1^2}{8} = 81,82\text{KN.m}$$

Correction des moments :

Aux appuis :

$$M_a = -0.3(81,82) = -24,55 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_t = 0.85(81,82) = 69,55 \text{ KN.m}$$

Calcul des efforts tranchants :

$$T = R_A = R_B = \frac{q \times l}{2} = 79,83 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 79,83 \text{ KN}$$

Diagramme des moments et efforts tranchants :

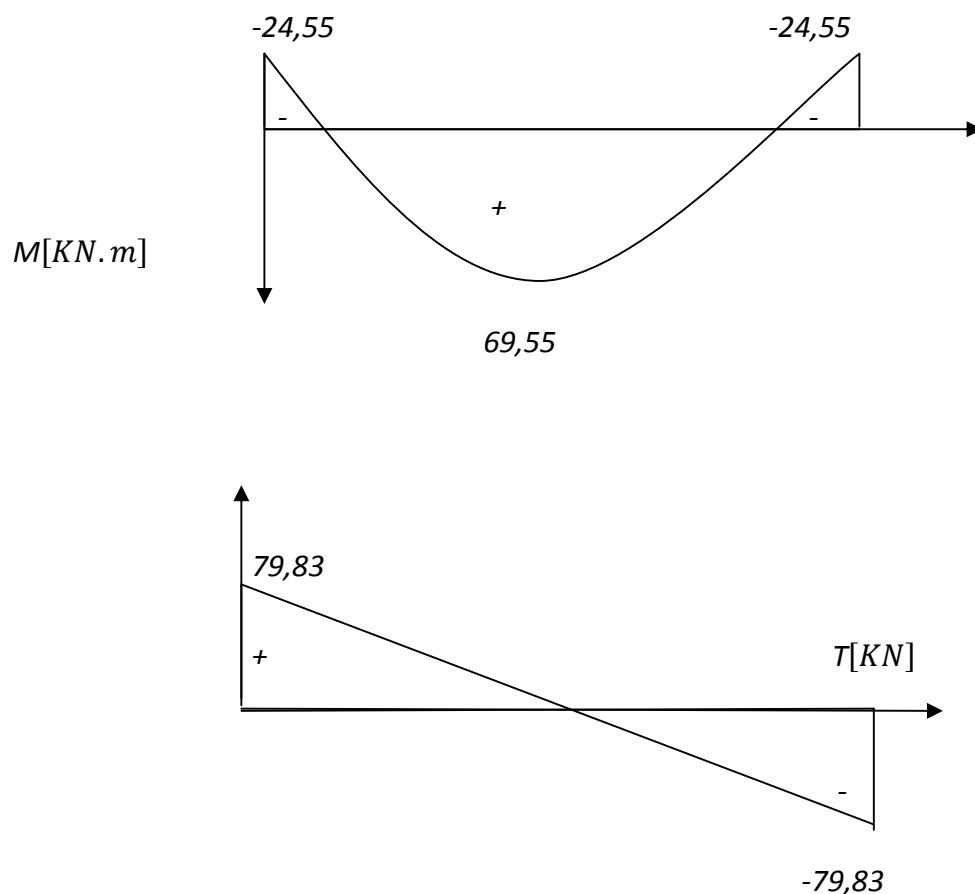


Fig. III-6-2 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant.

III-6-6 : Vérification a L'ELS :

1) Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91):

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

$$\rho = \frac{100 A_s}{b.d} ; \sigma_{bc} = K \sigma_s ; \sigma_s = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d}$$

- **En travée :**

$$\rho = \frac{100 \times 9,24}{32 \times 25} = 1,155$$

$$\rho = 1,155 \quad \beta = 0,853 \quad \alpha = 0,441 \quad K = \frac{\alpha}{15 \times (1 - \alpha)} = 0,053$$

$$\sigma_s = \frac{69,55 \times 10^6}{924 \times 0,853 \times 320} = 275,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,053 \times 236,41 = 14,6 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis :

$$\rho = \frac{100 \times 6,79}{32 \times 25} = 0,85$$

$$\rho = 0,85 \quad \beta = 0,869 \quad \alpha = 0,393 \quad K = \frac{\alpha}{15 \times (1 - \alpha)} = 0,043$$

$$\sigma_s = \frac{24,55 \times 10^6}{679 \times 0,869 \times 320} = 130,02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,043 \times 111,55 = 5,59 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Contrainte dans les aciers :**

- **En travée :**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = 236,41 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,5} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Aux appuis :**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = 130,02 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_S = \frac{f_e}{\gamma_S} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_S \leq \overline{\sigma}_S \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2) Vérification de la flèche [BAEL.99/Artb6.5,2] :

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_e}{10M_0} \\ \frac{A_c}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{410} = 0.086 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0.086 > \frac{M_e}{10 \times M_0} = \frac{69,55}{10 \times 81,82} = 0.085 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{9,24}{25 \times 32} = 0.009 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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

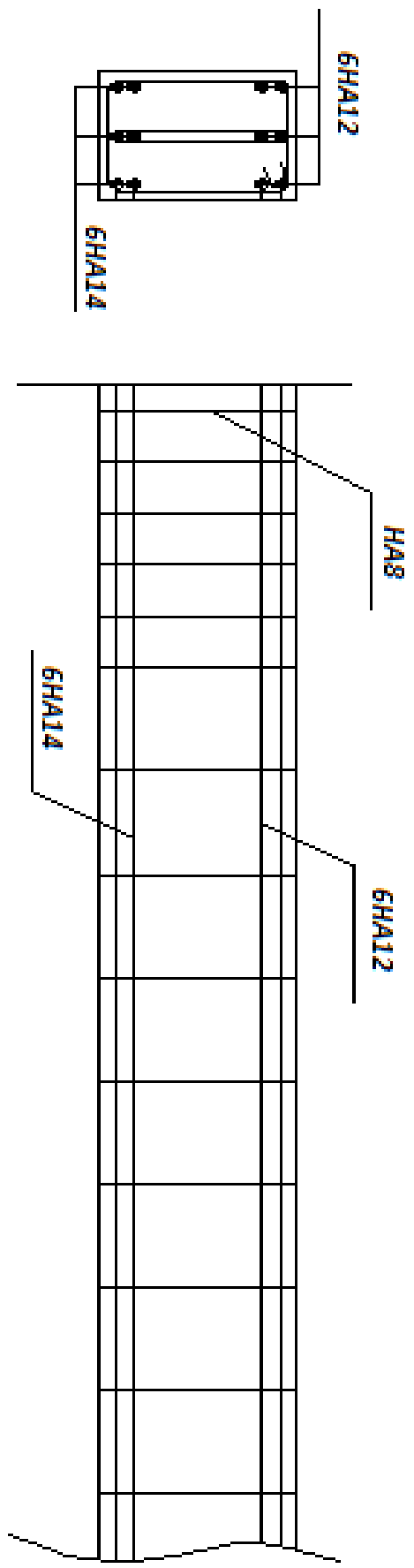
3) Etat limite d'ouverture des fissurations : (article A.5.3-4 du BAEL 91).

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

• Conclusion :

Pour la poutre palière on adopte un ferrailage de :

- **6HA14** au niveau de la travée.
- **6HA12** au niveau des appuis.
- **Armatures transversales**
 - 1cadre en **HA8**.



Ferrailage de la poutre palière

Chapitre IV : Modélisation de la structure

Introduction :

Le système **Robot** est un logiciel dédié à l'analyse et au calcul des structures de génie civil. **Robot** dispose, en effet, de plusieurs modules spécialisés dans chacune des étapes de l'étude de la structure (création du modèle de structure, calcul de la structure, dimensionnement et génération des dessins d'exécution des éléments dimensionnés).

IV.1.Présentation du logiciel ROBOT :

Robot est un logiciel révolutionnaire car il peut calculer des structures à un nombre de barre et de nœud illimités ; il permet d'effectuer des analyses statique et dynamique ainsi que des analyses linéaires ou non linéaires ; adapté aux constructions en acier, en bois, en béton armé ou mixte, il comprend des modules d'assemblage, de ferrailage, de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes existants.

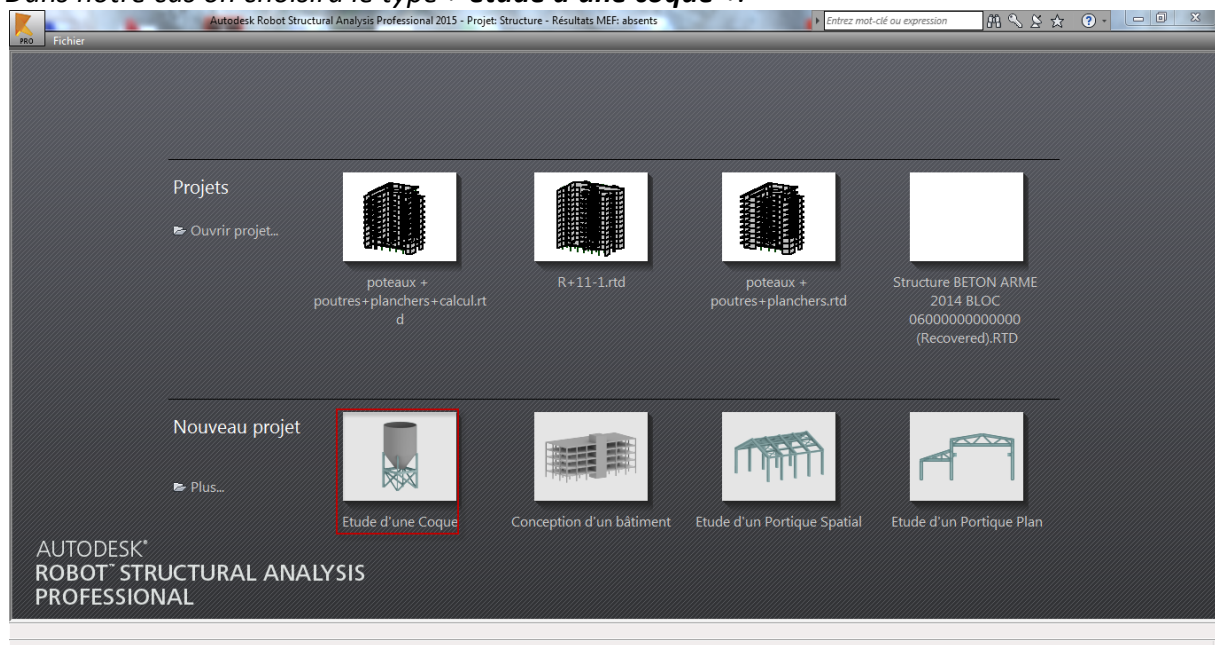
IV.2 Etapes de modélisation :

- **Lancement du Programme Robot :**

- **Choix du type de la structure :**

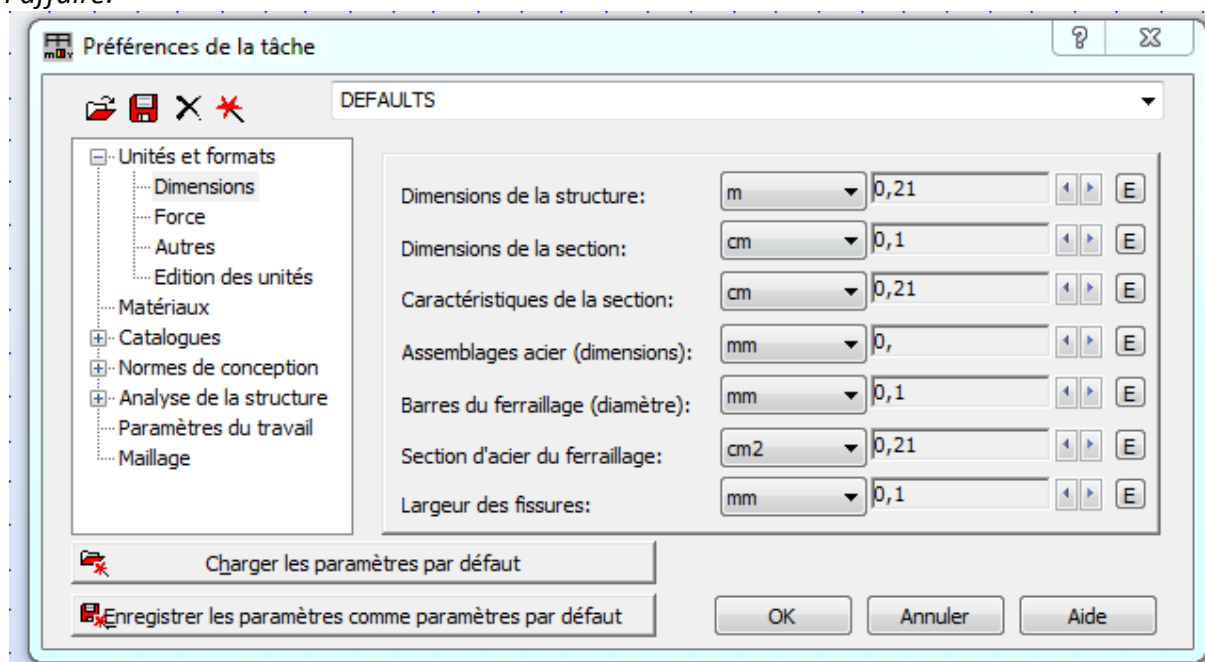
Après le lancement du programme Robot, la fenêtre ci-dessous s'affiche pour choisir le type de structure à étudier.

Dans notre cas on choisira le type « étude d'une coque ».



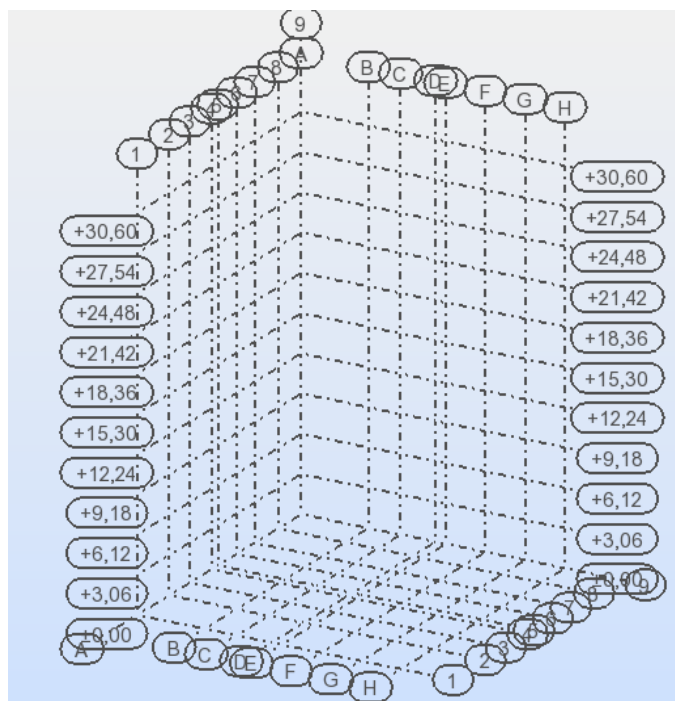
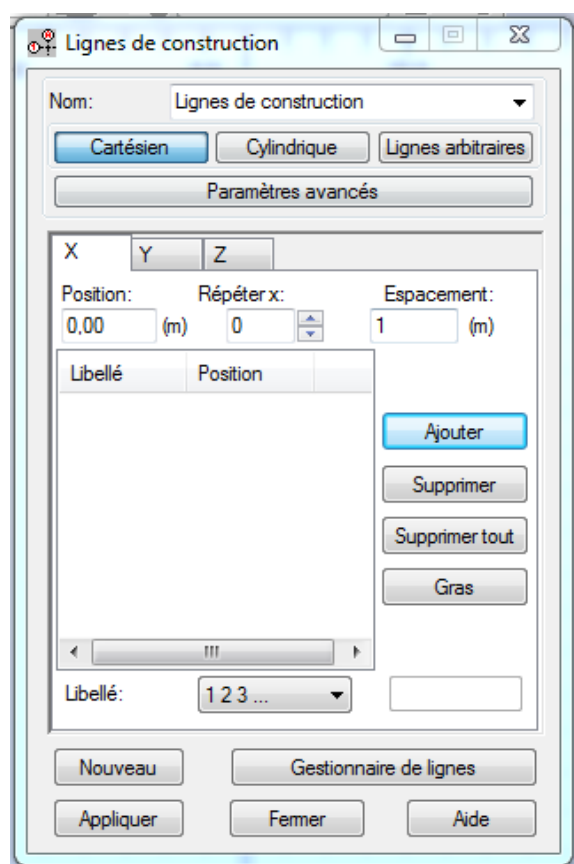
- **Configuration des préférences de l'affaire :**

Pour la modélisation d'une structure sur le logiciel **Robot** on commence par « **préférences de la tâche** » pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire.



- **Ligne de construction :**

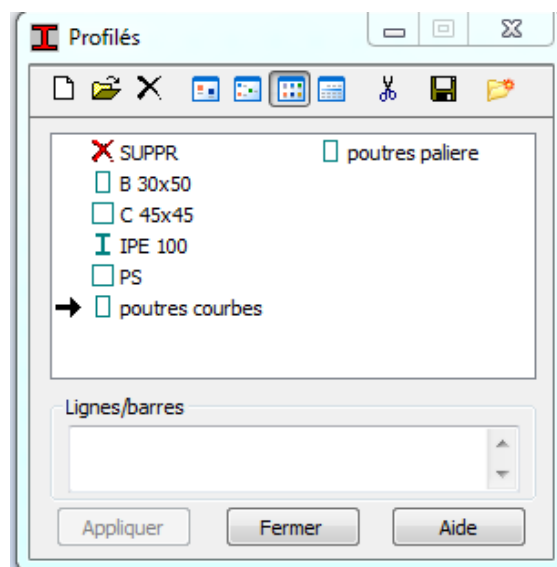
Pour commencer à modéliser notre structure on doit d'abord créer des lignes de construction, dans la barre d'outils « Modèle de structure » à droite, on clique sur l'icône . Et on aura cette boîte de dialogue qui nous permettra de créer ces derniers.



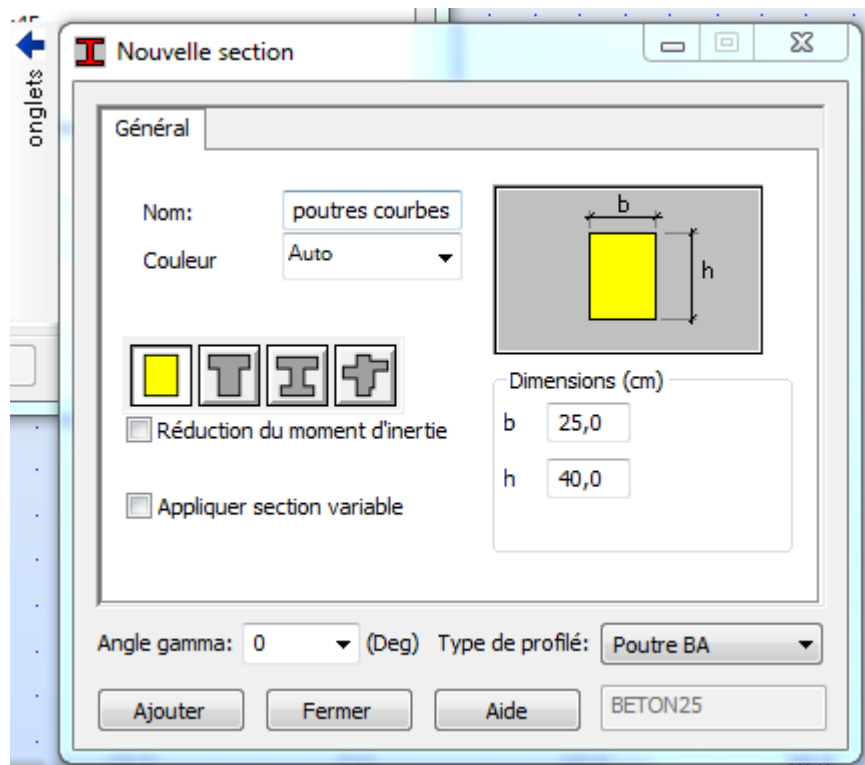
- **Définition des sections poteaux et poutres (Profilés des barres) :**

Cette étape nous permet de définir les différentes sections des éléments barre qui existent dans la structure on cliquant sur l'icône .

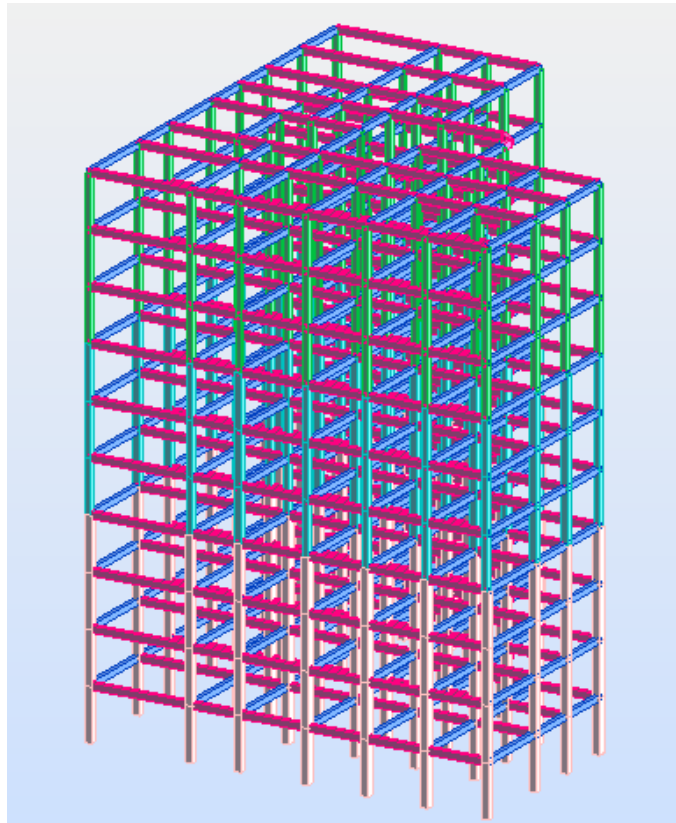
Et on aura la boîte de dialogue suivante.



Puis on clique sur « Définir un nouveau profilé » et on choisit le type et la géométrie de notre section, en introduisant les dimensions de nos éléments.



Affectation des sections (création des barres) :

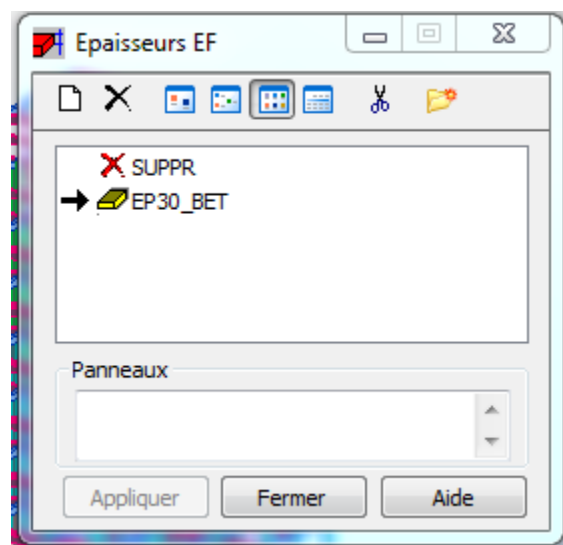


• Création des panneaux

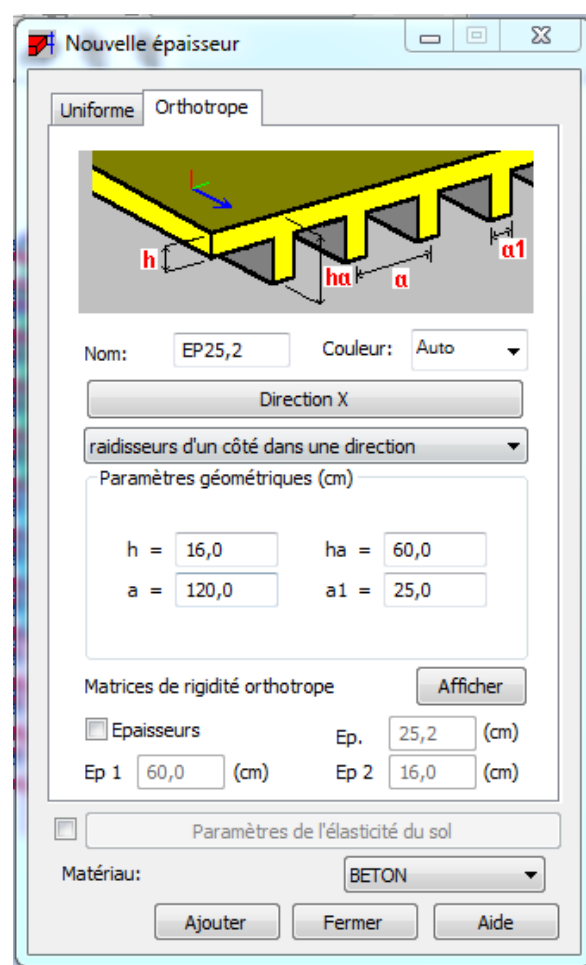
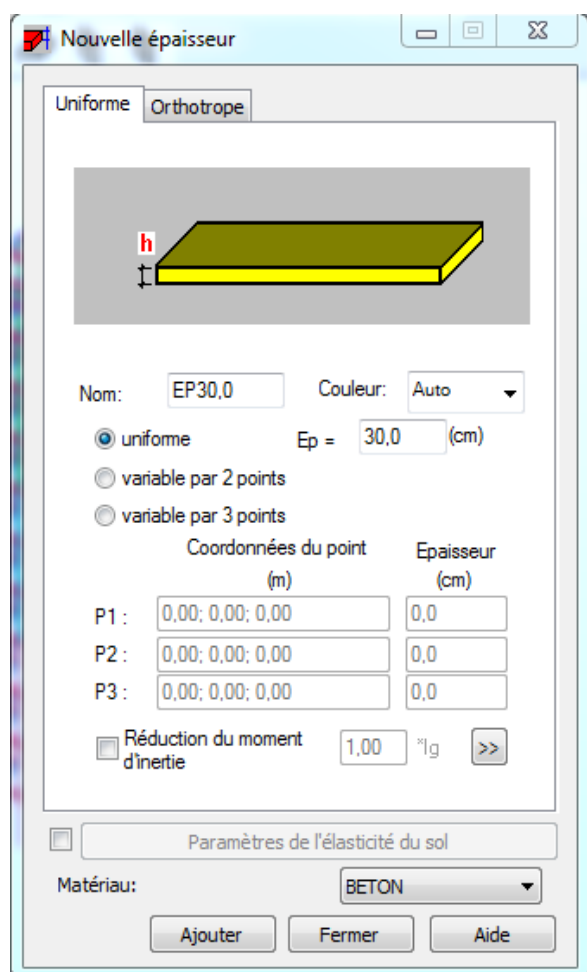
Cette étape nous permet de définir les différentes sections des éléments panneau qui existent dans la structure en cliquant sur l'icône.



Et on aura la boîte de dialogue suivante.



Puis on clique sur « Définir nouvelle épaisseur » et on choisit le type et la géométrie de notre panneau, en introduisant les dimensions de nos éléments.



Avant de modéliser les panneaux, on doit créer leurs lignes de construction et définir les contours, pour cela on clique sur l'icône  « **poly ligne-contour** » et on coche la case « **contour** » et la case « **panneau** » dans « **paramètre** », puis on passe au mode graphique pour construire ce contour.

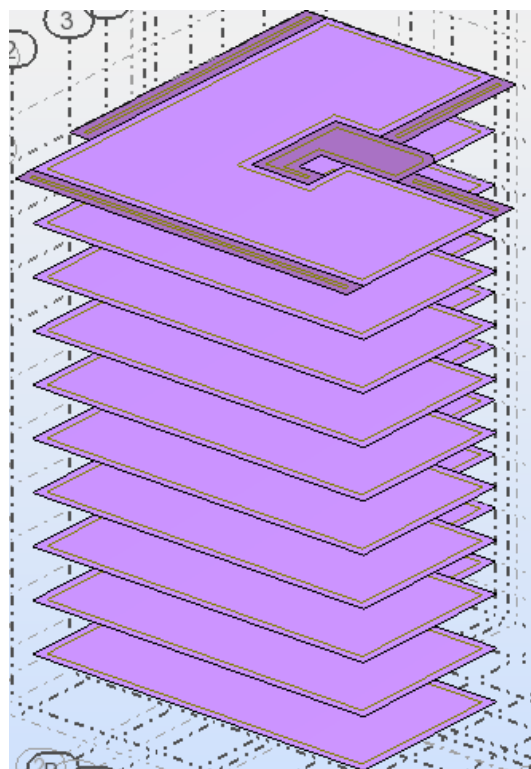
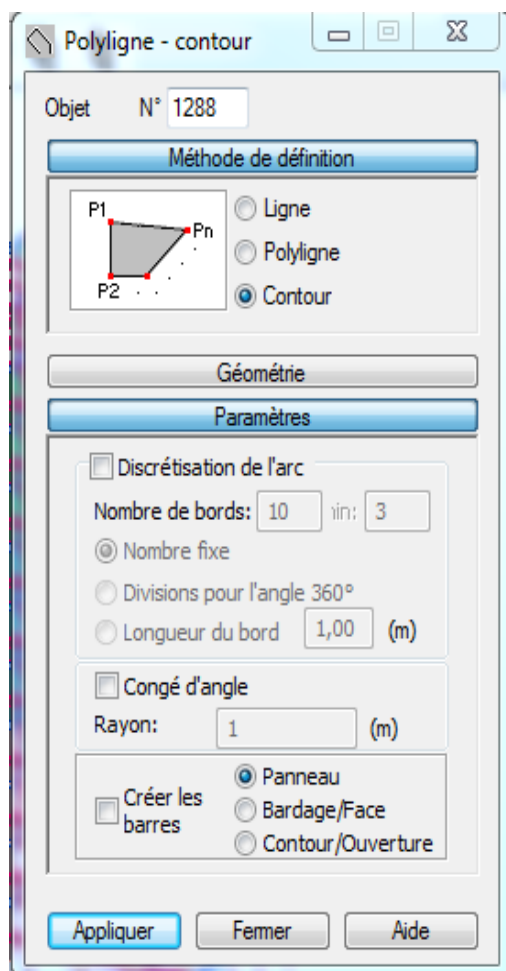
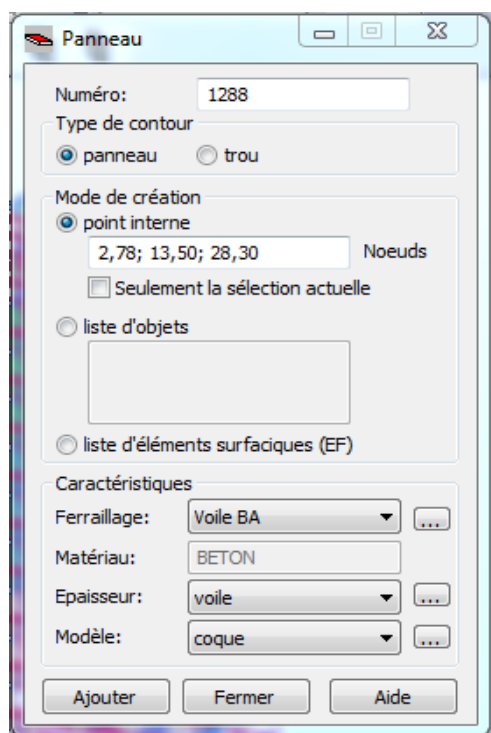


Fig. IV-1 : model des planchers de notre bâtiment.

Pour la modélisation des voiles, on clique sur l'icône  « **panneau** » dans la barre d'outils, on coche la case panneau et on pose le curseur dans la case où l'on demande un point interne, puis on clique à l'intérieur du contour créé pour le voile.



- **Encastrement de la structure :**

Afficher la structure en vue XY, niveau 0,00

Pour bloquer le mouvement des nœuds à la base de la structure on les sélectionne puis en cliquant sur l'icône  Dans la boîte de dialogue « **Appuis** », on clique sur l'onglet « **Nodaux** » puis sur « **Encastrement** ».

Pour encastrer la base des voiles on clique sur l'onglet « **Linéaires** » puis sur « **Encastrement** ».

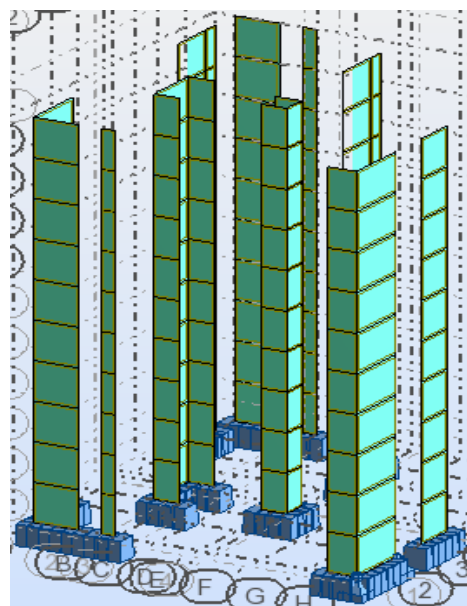
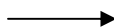
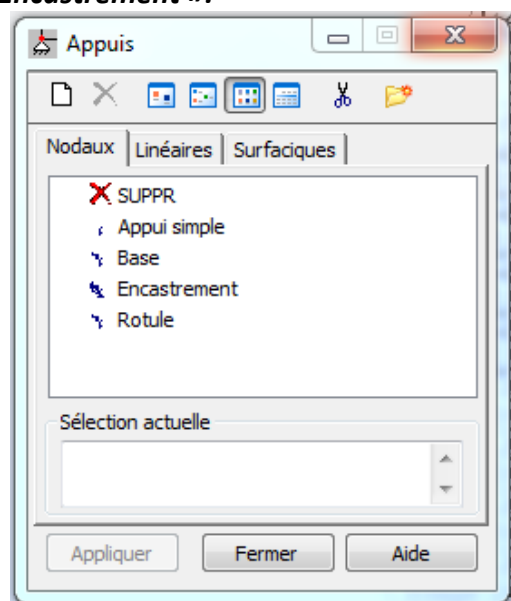
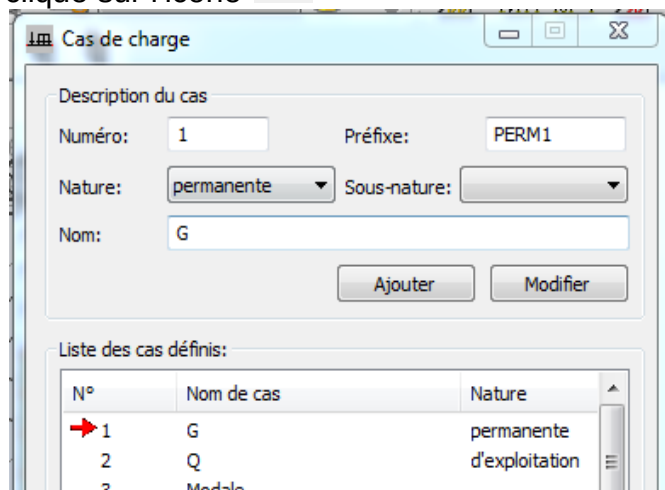


Fig.IV-2 : model des voiles de notre bâtiment.

- **Définition des cas de charges :**

Pour définir les charges statiques (permanentes et d'exploitation) de la structure, on clique sur l'icône 

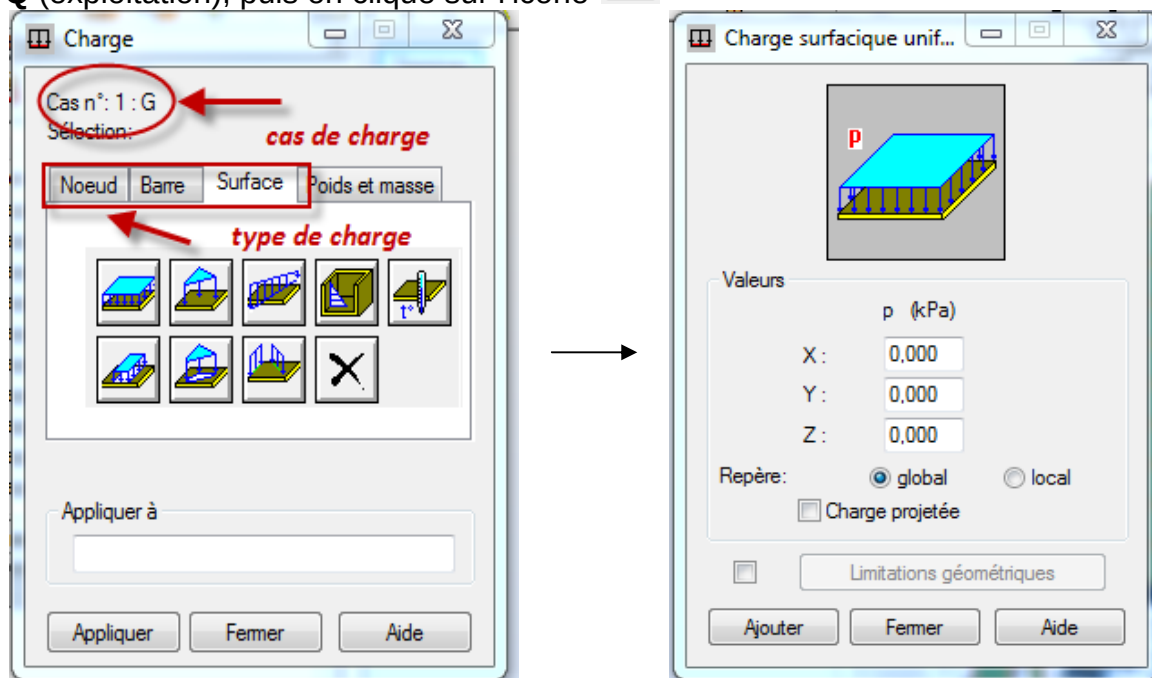


Afin de définir un nouveau cas de charge on effectue les opérations suivantes :

- La Nature du cas de charge
- Le Nom du cas de charge
- Cliquez sur le bouton Ajouter

- **Chargement de la structure :**

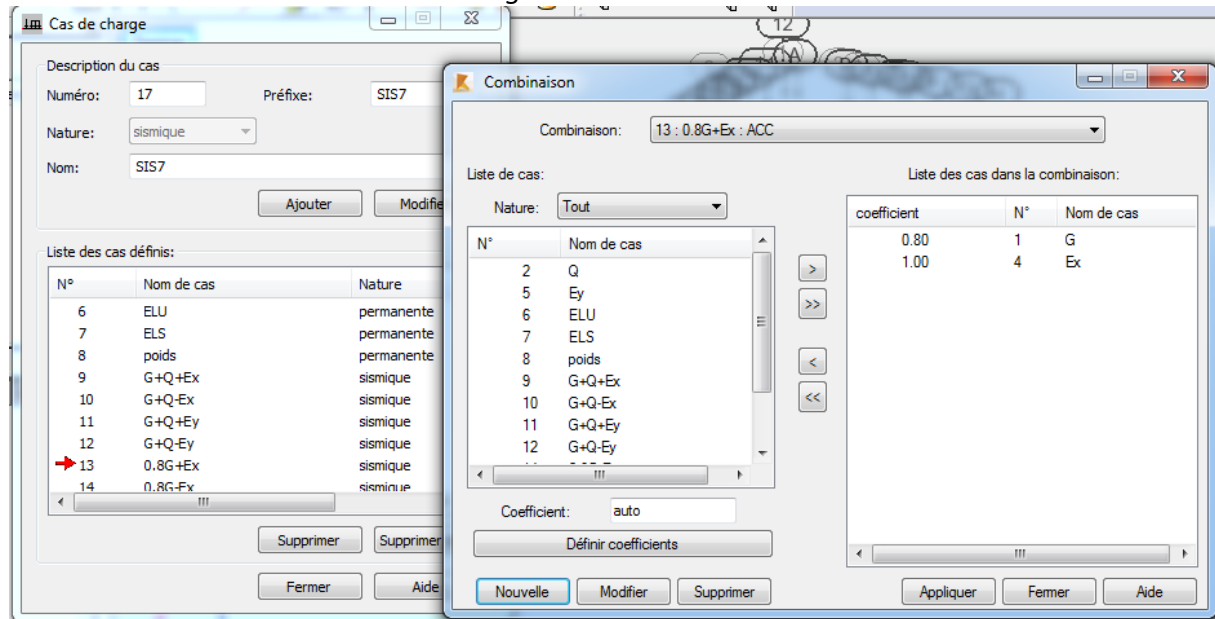
Pour charger la structure on choisit le type de charge **G** (permanente) ou **Q** (exploitation), puis on clique sur l'icône 



Par le même raisonnement on introduit la charge d'exploitation **Q** puis on charge la structure.

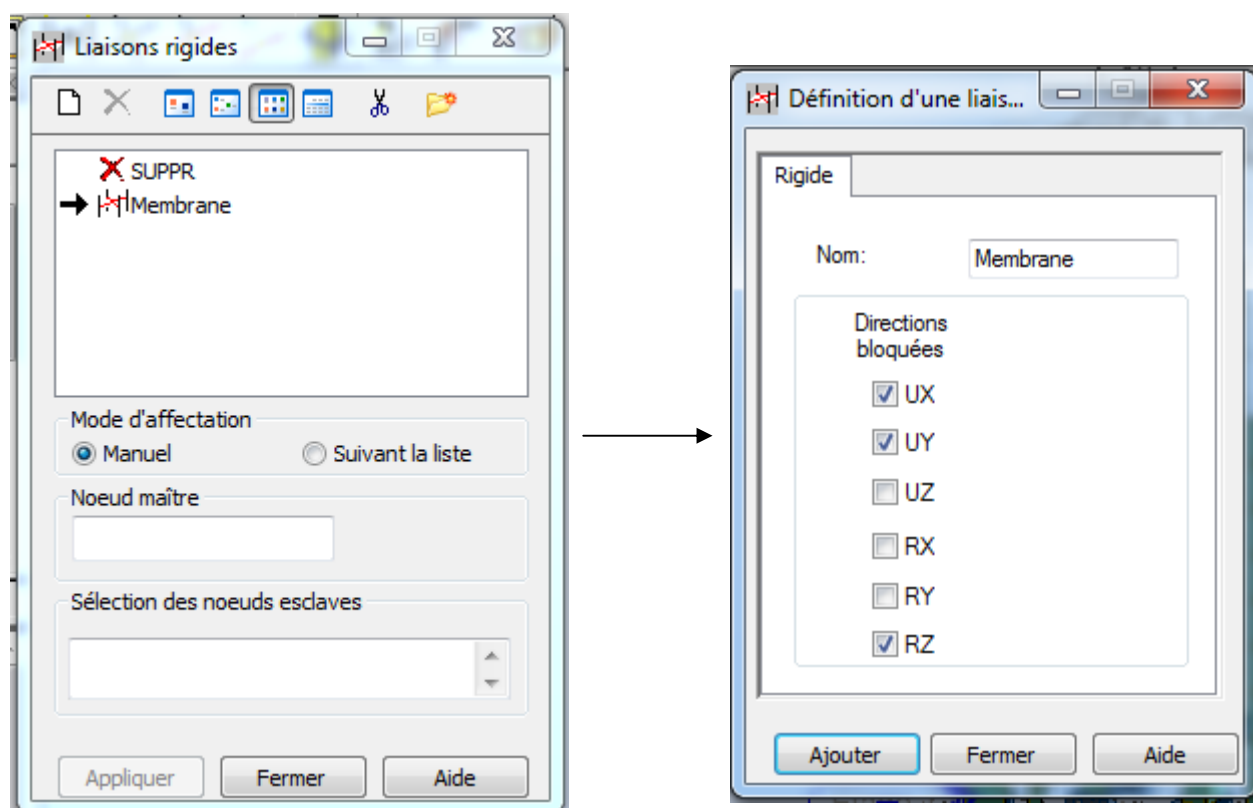
- **Définition des combinaisons des charges**

Par la même façon que la définition des cas de charge sauf que dans cette étape on change la nature de la combinaison de la charge.



- **Liaisons rigides :**

Pour satisfaire l'hypothèse des planchers infiniment rigides il faut définir les liaisons rigides des planchers de tous les niveaux, et pour cela dans le menu déroulant « **structure** » on clique sur « **caractéristiques additionnelles** », puis sur « **liaisons rigides** ». Le logiciel nous donnera le tableau suivant :



Enfin en coche la case **RZ** et on clique sur « **Ajouter** ». ensuite on affiche les numéros des nœuds à l'aide de l'icône  et on choisit le nœud maître qu'on introduit dans le tableau précédant.

On finit par sélectionner la structure et on clique sur « **appliquer** ».

On répète cette opération pour tous les planchers de la structure.

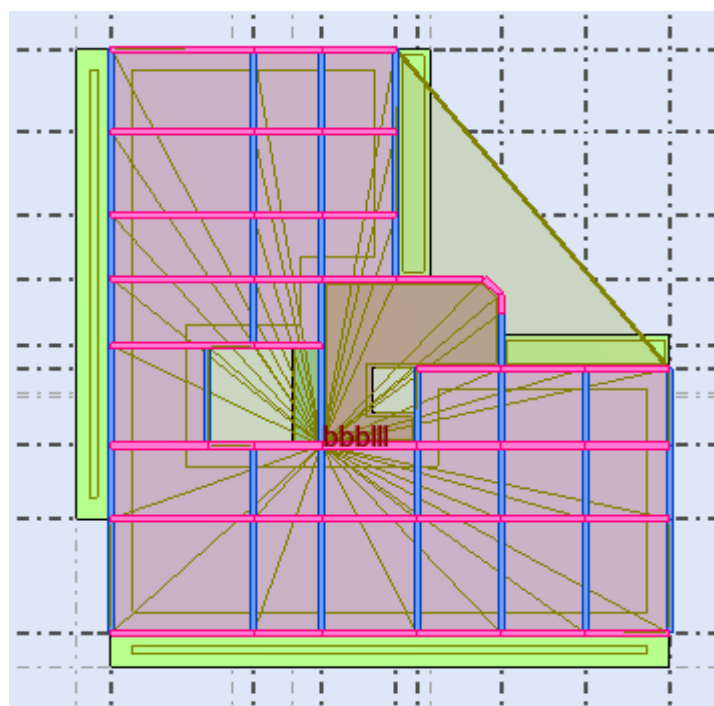
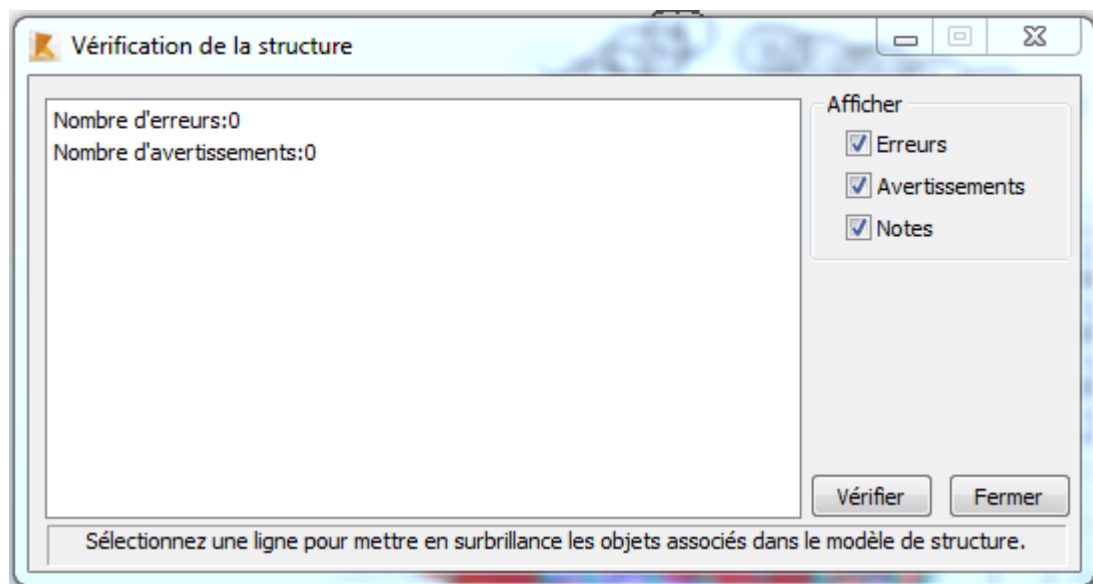


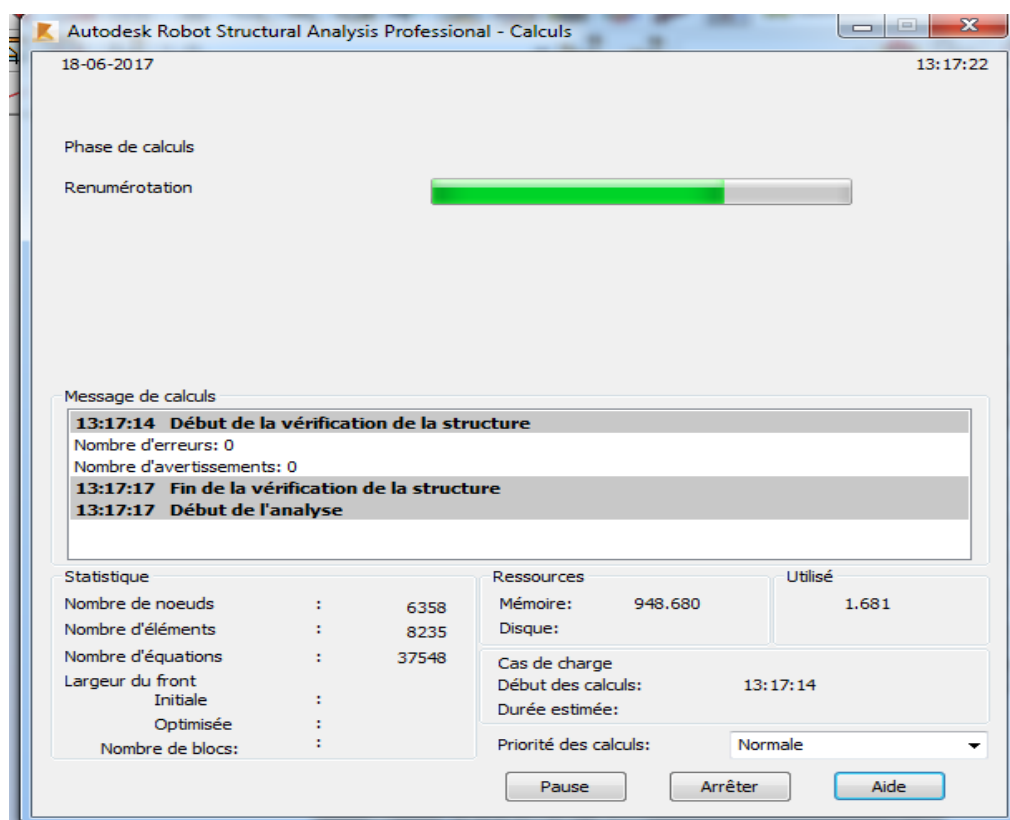
Fig. IV-3 : diaphragmes

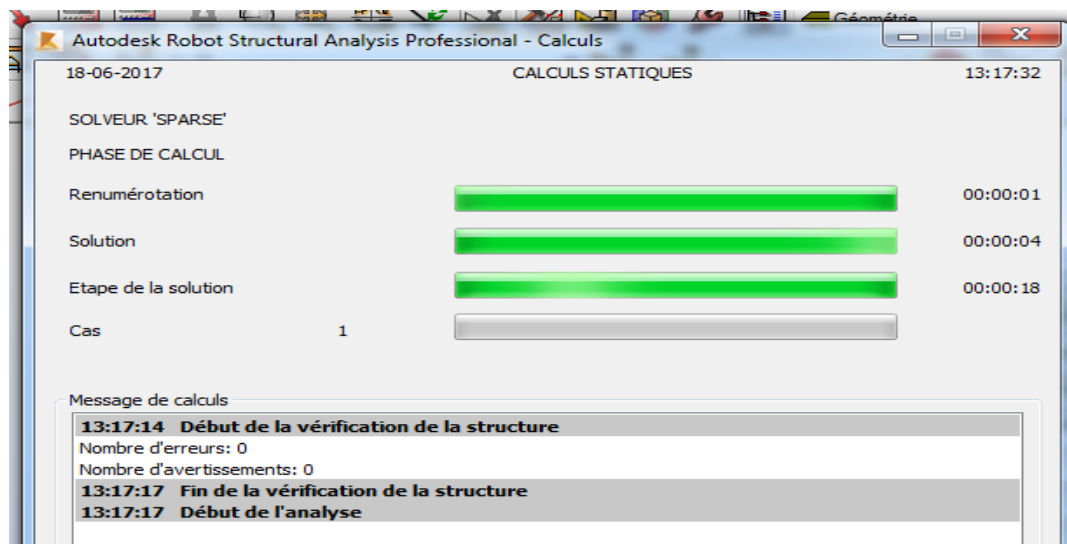
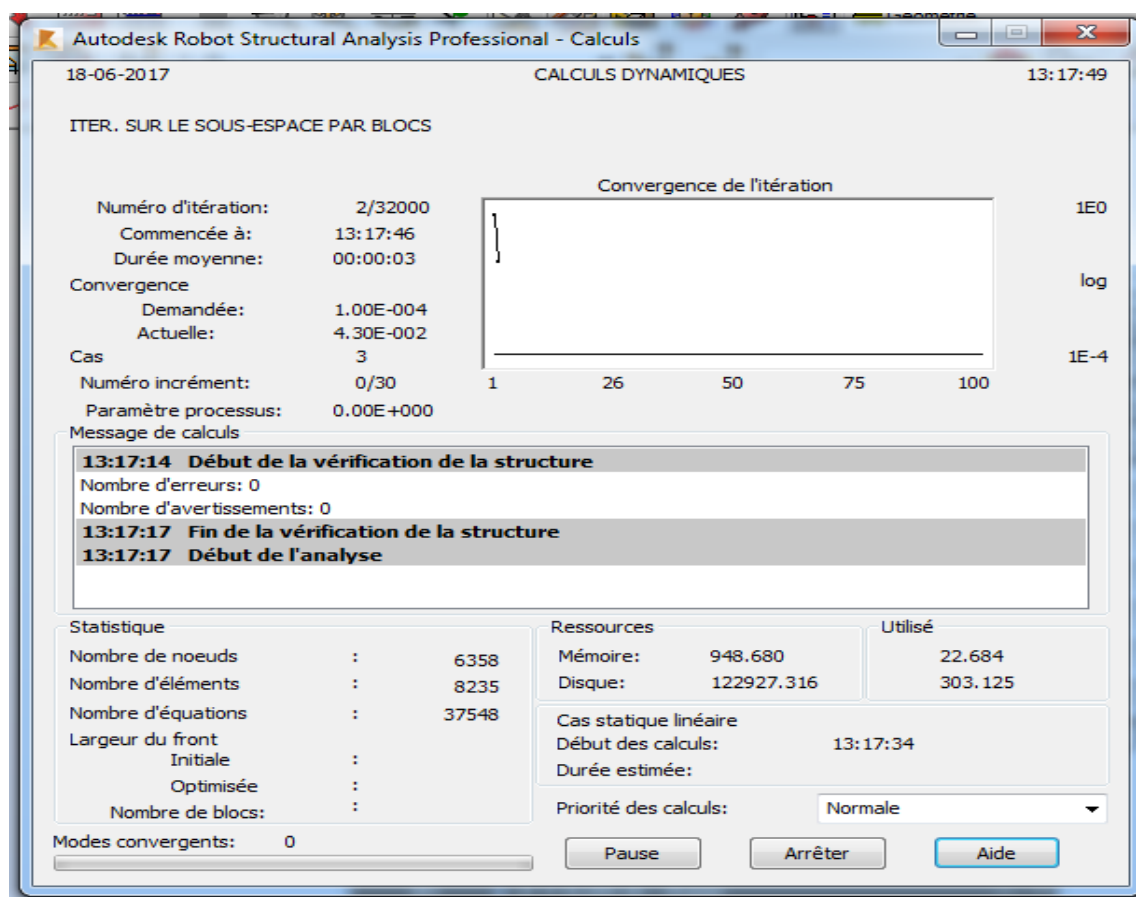
- **Calcul de la structure**

Après vérification de la structure et si elle ne présente aucune erreur, on procède au calcul statique avec l'icône .



Le calcul :





Statistique

Nombre de noeuds	
Nombre d'éléments	
Nombre d'équations	
Largeur du front	
Initiale	
Optimisée	
Nombre de blocs	

Autodesk Robot Structural Analysis Professional

0 : 00 : 01

Calcul et enregistrement des combinaisons automatiques et quadratiques (en fonction des paramètres de Préférences de la tâche) et calcul des résultats pour les étages:

62 %

Annuler

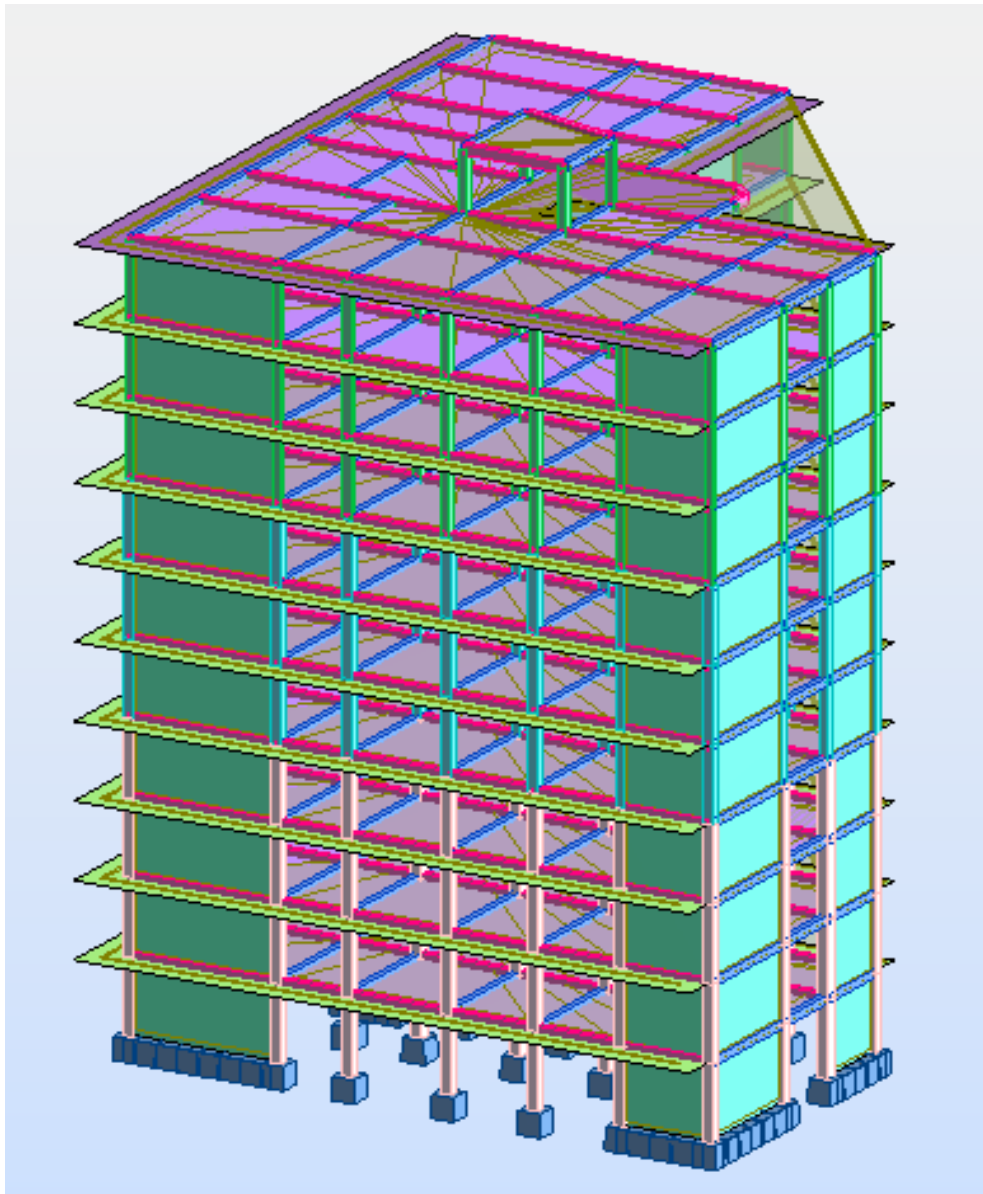


Fig. IV-4 :Vue en 3d de la structure étudiée.

VI-3: Justification des données introduites au logiciel Robot-Bat:

Méthode dynamique modale spectrale :

1) Principe de la méthode :

Avec cette méthode, et pour chaque mode de vibration, on cherche le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de toute la structure.

2) Classification de l'ouvrage :

Notre ouvrage est un bâtiment à usage habitation avec une hauteur totale de :

$H = 30,60\text{m} < 48\text{ m}$, qui est classer selon le **RPA 99 / version 2003** dans le **groupe d'usage 2**.

Classification du site : (Art 3.3, RPA 99 / version 2003)

*D'après les résultats des essais réalisés par le laboratoire géotechnique spécialisé, la structure à étudier est implantée sur un sol de catégorie **S3 (Site meuble)** avec une contrainte admissible de $\sigma_{sol} = 2.00$ bars.*

Conclusion

Nous avons présenté en générale les grandes lignes de la modélisation d'un bâtiment avec le logiciel ROBOT 2014, ainsi que l'exploitation de ces résultats.

Chapitre V : vérifications des exigences du RPA99modifié2003

V.1. Introduction :

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier la stabilité de la cette dernière en basant sur des normes et des conditions pour assurer au premier lieu la sécurité des usagers.

V-2 : Justification du système de contreventement :

L'exploitation des résultats de la modélisation de la structure nous indique que la charge sismique reprise par les portiques et les voiles sont :

Charges sismique reprises par les portiques :

Sens xx : 16,3 %

Sens yy : 6,16 %

Charges sismique reprises par les voiles :

Sens xx : 83,70 %

Sens yy : 93,84 %

Les Charges sismiques reprises par les portiques dans le sens xx est de 16,3% ce qui est considérable et on ne peut pas le négliger, donc notre structure est mixte suivant ce sens.

Contrairement au sens Y-Y les voiles reprennent la Quasi-totalité des sollicitations dues aux charges horizontales, donc notre structure est contreventée par voile suivant Y-Y.

V-3 : vérification de la période :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = \min \left[c_t h_N^{\frac{3}{4}}, 0,09 h_N / \sqrt{L_x}, 0,09 h_N / \sqrt{L_y} \right]$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) on a : $h_N = 30,6m$

CT : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau 4.6 du RPA2003 CT = 0.05.

On aura $T = \min [0,05 \times 30,6^{\frac{3}{4}}, 0,09 \times 30,6 / \sqrt{22,95}, 0,09 \times 30,6 / \sqrt{24,70}]$

$T = \min [0,65, 0,57, 0,55]$ T=0,55 sec

Les valeurs de T, calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques.

$T_{robot} = 0,46 \text{ sec} < 0,55 \text{ sec}$ condition vérifiée.

V-4 : Vérification de l'effort tranchant à la base :

Le calcul de l'effort tranchant se fait avec la méthode statique équivalente

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique de la structure.

Q : Facteur de qualité.

W : Poids totale de la structure en (kN).

a) Coefficient d'accélération de zone (A) :

Le coefficient **(A)** est donné par le tableau **(4-1.RPA99/2003)** Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment, Dans notre cas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone II}_b \\ \text{Groupe 2} \end{array} \right. \Rightarrow A=0,20$$

b) Coefficient de comportement de la structure (R) :

Le coefficient **(R)** est donné par le tableau **(4-3.RPA99/2003)** en fonction du système de Contreventement par voile dont **R=4**.

c) Facteur de qualité Q : $Q=1 + \sum_1^6 p_q$

P_q : Pénalité à retenir selon les critères de qualité sont satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau **(4-4.RPA99/2003)**

Tableau V-1 : Tableau de facteur de qualité Qx pour notre structure

Critère	Observé (oui ou non)	(Pq)
1. Condition minimale sur les files de contreventement	NON	0,05
2. Redondance en plan.	NON	0,05
3. Régularité en plan.	NON	0,05
4. Régularité en élévation.	OUI	0
5. Contrôle de la qualité de l'exécution.	OUI	0
6. Contrôle de la qualité des matériaux.	OUI	0

On aura donc : $Q_x = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,05 + 0 + 0 + 0) = 1,15$

$Q_x = 1,15$

Tableau V-2 : Tableau de facteur de qualité Qy pour notre structure

Critère	Observé (oui ou non)	(Pq)
1. Condition minimale sur les files de contreventement	NON	0,05
2. Redondance en plan.	NON	0,05
3. Régularité en plan.	NON	0,05
4. Régularité en élévation.	OUI	0
5. Contrôle de la qualité de l'exécution.	OUI	0
6. Contrôle de la qualité des matériaux.	OUI	0

On aura donc $Q_y = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,05 + 0 + 0 + 0) = 1,15$

$Q_y = 1,1$

d) Facteur d'amplification dynamique de la structure (D)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2. \\ 2.5\eta \left[\frac{T_2}{T} \right]^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s. \\ 2.5\eta \left[\frac{T_2}{3.0} \right]^{\frac{2}{3}} \left[\frac{3.0}{T} \right]^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s. \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (47.RPA99/2003).

Notre bâtiment est réalisé sur un sol meuble de **site 3** $\Rightarrow T_2 = 0,50$ s

η : Facteur de correction d'amortissement donne par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

(ξ %) = Le pourcentage d'amortissement critique donne par le tableau (42.RPA99/2003).

$\xi = 7\%$ $\Rightarrow$ Construction auto stable.

$\xi = 10\%$ $\Rightarrow$ Contreventement par voiles.

Donc : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,76 \geq 0,7$ OK

T : Période fondamentale de la structure (4-24.RPA99/2003).

Avec : $T = \min \left[c_t h_N^{\frac{3}{4}} ; 0,09 h_N / \sqrt{L_x} ; 0,09 h_N / \sqrt{L_y} \right] = 0,55$ sec

Les périodes donnés par robot (2010) sont :

$T_{1Robot} = 0,46$ 1 ère mode translation.

$T_{2Robot} = 0,25$ 2 ème mode translation.

$T_{3Robot} = 0,22$ 3 ème mode rotation.

$T_{Robot} < 1,3 T_{calculé} = (1,3 \times 0,55) = 0,715$ sec $\Rightarrow$ condition vérifier.

• **Calcul de la valeur de D :**

on a : $T_2 \leq T \leq 3.0s.$ $\Rightarrow 2,5\eta \left[\frac{T_2}{T} \right]^{\frac{2}{3}}$

$T = 0,55$ sec $\Rightarrow T_2 = 0,50 \Rightarrow 2,5\eta \left[\frac{T_2}{T} \right]^{\frac{2}{3}} = 2,5\eta \left[\frac{0,50}{0,55} \right]^{\frac{2}{3}} = 1,78$

$\Rightarrow D = 1,78$

- **Vérification de la résultante des forces sismiques à la base (art4.3.6.RPA99/2003) :**

La résultante des forces sismiques à la base (**VD**) obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente VS.

Avec : $W=43186,650 \text{ KN}$

$$V_{sx} = \frac{A \times D \times Q_x}{R} \times W = \frac{0,2 \times 1,78 \times 1,15}{4} \times 43186,650 = 4420,15 \text{ KN}$$

$$V_{sx} = 4420,15 \text{ KN}$$

$$V_{sy} = \frac{A \times D \times Q_y}{R} \times W = \frac{0,2 \times 1,78 \times 1,15}{4} \times 43186,650 = 4420,15 \text{ KN}$$

$$V_{sy} = 4072,50 \text{ KN}$$

$$\text{Sens } xx : 80\%V_{sx} = 3616,12 < V_{Dx} \text{Robot} = 4633,93 \text{ kN}$$

$$\text{Sens } yy : 80\%V_{sy} = 3616,12 < V_{Dy} \text{Robot} = 4652,092 \text{ kN}$$

Condition vérifié.

V-5 : Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit :

C_M : centre de masse

C_R : centre de rigidité

Suivant le sens x-x On doit vérifier que : $|C_M - C_R| \leq 5\%L_x$

Suivant le sens y-y On doit vérifier que : $|C_M - C_R| \leq 5\%L_y$

Avec :

C_M : Centre de masse

C_R : Centre de rigidité

e_{x0} et e_{y0} : Excentricités accidentelles.

e_{x1} et e_{y1} : Excentricités théoriques.

Tableau V-3 : vérification de l'excentricité

Cas/Etage	Nom	G (x,y,z) [m]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex1 [m]	ey1 [m]	R (x,y,z) [m]
5/ 1	Etage 1	9,35 10,37 2,65	0,33	0,24	1,20	1,29	9,68 10,61 2,28
5/ 2	Etage 2	9,38 10,37 5,71	0,31	0,24	1,20	1,29	9,68 10,61 5,33
5/ 3	Etage 3	9,35 10,37 8,77	0,33	0,24	1,20	1,29	9,68 10,61 8,40
5/ 4	Etage 4	9,35 10,37 11,83	0,33	0,24	1,20	1,29	9,68 10,61 11,46
5/ 5	Etage 5	9,34 10,36 14,93	0,35	0,25	1,20	1,29	9,68 10,61 14,57
5/ 6	Etage 6	9,34 10,36 17,99	0,35	0,25	1,20	1,29	9,68 10,61 17,63
5/ 7	Etage 7	9,34 10,36 21,05	0,35	0,25	1,20	1,29	9,68 10,61 20,69
5/ 8	Etage 8	9,32 10,34 24,14	0,36	0,26	1,20	1,29	9,68 10,60 23,79
5/ 9	Etage 9	9,32 10,34 27,20	0,36	0,26	1,20	1,29	9,68 10,60 26,85
5/ 10	Etage 10	9,56 10,41 30,19	0,19	0,19	1,20	1,29	9,75 10,60 29,94
5/ 11	Etage 11	10,33 9,66 33,00	0,09	0,02	0,19	0,21	10,43 9,64 32,68

V- 6-pourcentage de la participation de la masse modale :

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur à 90% dans les deux sens (X-X et Y-Y). (Art 4.3.4 RPA99/version 2003).

Tableau V-4 : pourcentages de participations des masses modales

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
4/ 1	2,17	0,46	76,54	0,06	76,54	0,06
4/ 2	3,92	0,25	0,13	75,63	76,67	75,68
4/ 3	4,66	0,21	0,00	0,11	76,67	75,79
4/ 4	6,58	0,15	11,74	0,11	88,41	75,90
4/ 5	8,60	0,12	0,33	0,32	88,74	76,22
4/ 6	8,95	0,11	0,18	0,60	88,92	76,82
4/ 7	10,45	0,10	0,00	1,87	88,92	78,69
4/ 8	10,96	0,09	0,11	0,03	89,03	78,72
4/ 9	11,04	0,09	0,04	0,00	89,07	78,72
4/ 10	11,33	0,09	0,04	11,24	89,11	89,96
4/ 11	11,88	0,08	3,81	0,14	92,92	90,10

Tableau V-4 : pourcentages de participations des masses modales

D'après le tableau (tab V-4) ; nous pouvons voir que le mode fondamental est une translation suivant x avec une mobilisation de masse de 76,54%, et aussi une translation suivant Y avec une mobilisation de masse de 75,6%3.

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment à partir de 11^{ème} mode, d'où la condition du RPA est vérifiée.

V-7-Vérification du déplacement latéral inter étage (art 4.4.3.RPA99/2003)

Le déplacement horizontal à chaque niveau de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = K \delta_{ek}$$

Avec :j

R : Coefficient de comportement **R=4**

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après (art 5.10. RPA99/2003) le déplacement relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Tableau V-5 : Tableau du déplacement latéral inter étage

Etage	R	$\delta_{KX}(cm)$	$\delta_{KY}(cm)$	$\Delta_{KX}(cm)$	$\Delta_{KY}(cm)$	1%h (cm)
RDC	4	4 x 0,3= 1,2	4 x 0,1= 0,4	1,2	0,4	3,06
1	4	4 x 0,8= 3,2	4 x 0,3= 1,2	2	0,8	3,06
2	4	4x 1,3= 5,2	4 x 0,4= 1,6	2	0,4	3,06
3	4	4x1,8= 7,2	4 x 0,5= 2	2	0,4	3,06
4	4	4 x 2,3= 9,2	4 x 0,7= 2,8	2	0,8	3,06
5	4	4x2,7= 10,8	4 x 0,8= 3,2	1,6	0,4	3,06
6	4	4 x 3,1= 12,4	4 x 0,9= 3,6	1,6	0,4	3,06
7	4	4x 3,5= 14	4 x 1= 4	1,6	0,4	3,06
8	4	4 x3,7= 14,8	4 x 1,1= 4,4	0,8	0,4	3,06
9	4	4x3,9=15,6	4x1,2=4,8	0,8	0,4	3,06

Conclusion :

Le déplacement relatif latéral d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne dépasse pas 1% de la hauteur d'étage $\Rightarrow$ Condition vérifiée.

• Déplacement maximal

$$\delta_{max} \leq f = \frac{h_n}{500}$$

On a $\delta x = 2\text{cm}$ et $\delta y = 0,8\text{cm}$ $<$ $f = \frac{306}{500} = 6,12\text{cm}$ $\Rightarrow$ condition vérifiée

V-8 : Spécification pour les poteaux (Art 7.4.3.1/ RPA99 version2003) :

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{b_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous la combinaison

$G + Q \pm E$.

B_c : est l'aire (section brute) du poteau.

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton.

Pour les poteaux de RDC au 3^{ème} étage (40×40)cm² $N_d = 1095,86 \text{ kN}$

$$v = \frac{1095,86 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0,27 \leq 0,30 \text{ de la condition du RPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pour les poteaux de 4^{ème} au 6^{ème} étages (35×35)cm² $N_d = 819,64 \text{ kN}$

$$v = \frac{819,64 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0,26 < 0,30 \text{ de la condition du RPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pour les poteaux de 7^{ème} au 9^{ème} étages (30×30)cm² $N_d = 406,15 \text{ kN}$

$$v = \frac{406,15 \times 10^3}{300 \times 300 \times 25} = 0,18 < 0,30 \text{ de la condition du RPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V-9 : Justification vis-à-vis de l'effet $P - \Delta$ (Art 5.9 RPA99 version2003) :

Les effets de 2^o ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

Avec :

P_k : Poids 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 d'étage « k ».

Tableau V-6: tableau justificatif vis-à-vis de l'effet $P - \Delta$

Niveau	P(KN)	Sens X X				Sens Y Y			
		Δ_k	V_K	h_k	θ_x	Δ_k	V_K	h_k	θ_y
RDC	4813,60	0,012	4052,092	3,06	0,005	0,004	4633,93	3,06	0,001
1	4543,33	0,02	4546,459	3,06	0,006	0,008	4550,05	3,06	0,003
2	4537,32	0,02	4324,319	3,06	0,007	0,004	4358,65	3,06	0,001
3	4490,11	0,02	4007,88	3,06	0,007	0,004	4075,13	3,06	0,001
4	4405,03	0,02	3623,112	3,06	0,008	0,008	3704,673	3,06	0,003
5	4405,03	0,016	3182,33	3,06	0,007	0,004	3246,025	3,06	0,002
6	4364,11	0,016	2672,263	3,06	0,009	0,004	2701,829	3,06	0,002
7	4290,37	0,016	2082,42	3,06	0,01	0,004	2088,39	3,06	0,003
8	4286,19	0,008	1402,018	3,06	0,008	0,004	1403,869	3,06	0,004
9	2917,14	0,008	619,807	3,06	0,012	0,004	624,013	3,06	0,006

Conclusion : La condition est satisfaite à tous les niveaux, donc les effets peuvent être négligés dans notre cas de bâtiment.

Chapitre VI : ferraillage des éléments :

VI-1 : ferraillage des poteaux :

VI-1-1 : 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 :

- $1,35G+1,5Q \rightarrow$ à l'ELU.
- $G+Q \rightarrow$ à l'ELS
- $G+Q \pm E \rightarrow$ RPA99 modifié 2003.
- $0,8G \pm E \rightarrow$ RPA99 modifié 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).

VI-1-2 : Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :

A) Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence, droites et sans crochets.
 - Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :
- a) Le pourcentage minimal d'armatures en zone nodale sera $0,9\% \times b \times h$ (en zone II_b)

$$\text{Poteaux } (40 \times 40) : A_{\min} = 0,009 \times 40 \times 40 = 14,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (35 \times 35) : A_{\min} = 0,009 \times 35 \times 35 = 11,025 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (30 \times 30) : A_{\min} = 0,009 \times 30 \times 30 = 8,1 \text{ cm}^2$$

b) Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de $6\% \times bh$ (en zone II_b)

$$\text{Poteaux } (40 \times 40) : A_{max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (35 \times 35) : A_{max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (30 \times 30) : A_{max} = 0,06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$$

c) Le pourcentage maximal en zone courante sera $3\% \times b \times h$ (en zone II_b)

$$\text{Poteaux } (40 \times 40) : A_{max} = 0,03 \times 40 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (35 \times 35) : A_{max} = 0,03 \times 35 \times 35 = 36,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (30 \times 30) : A_{max} = 0,03 \times 30 \times 30 = 27 \text{ cm}^2$$

- Le diamètre minimal est de **12[cm]**
- La longueur maximale de recouvrement $L_R = 50 \Phi_L^{\min}$ en zone II_b
- La distance entre les barres longitudinales dont une face ne doit pas dépasser **20cm** en zone II_b .
- Les jonctions par recouvrement doivent être, si possibles, à l'extérieur des zones nodales.

a) Armatures transversales :

Les armatures transversales ont principalement un rôle de maintien des armatures longitudinales, elles évitent ainsi leur flambement.

Ces armatures sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho.Vu}{h1.f_e} \quad (\text{article 7.4.2.2/RPA99 version 2003})$$

Avec :

Vu : effort tranchant de calcul.

H_1 : hauteur totale de la section brute.

F_e : contrainte limite élastique de l'acier de l'armature transversale

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à 2.5 si λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et 3.75 dans le cas contraire.

λ_g : L'élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} \quad , i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad , l_f = 0.7 h_e \longrightarrow \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{h} \times 0.7 \times h_e$$

t : l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur de cet espacement est fixée dans la zone II comme suit :

-Dans la zone nodale :

$t \leq 10\text{cm}$. Soit : $S_t = 10\text{cm}$

-Dans la zone courante:

$$S_t \leq \min(b_1 / 2; h_1 / 2; 10\phi_l)$$

- Poteau (40×40) : $S_t \leq \min(20\text{ cm}, 20\text{ cm}, 12\text{ cm}) = 12\text{cm}$
- Poteau (35×35) : $S_t \leq \min(17,5\text{ cm}, 17,5\text{ cm}, 12\text{ cm}) = 12\text{cm}$
- Poteau (30×30) : $S_t \leq \min(15\text{ cm}, 15\text{ cm}, 12\text{ cm}) = 12\text{cm}$

Soit : $S_t = 10\text{cm}$

L'écartement (t) des armatures transversales sera égal à :

En zone nodale $S_t = 10\text{cm}$.

En zone courante $S_t = 15\text{cm}$.

- **La quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :**

- Si: $\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{t\min} = 0,3\% S_t \times b$

- Si: $\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{t\min} = 0,8\% S_t \times b$

- Si : $3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$ Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10Φ au minimum.

VI-1-3 : Etapes de calcul en flexion composée à l'ELU :

• **Calcul du centre de pression :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

Deux cas peuvent se présenter :

a) Section partiellement comprimée (SPC) :

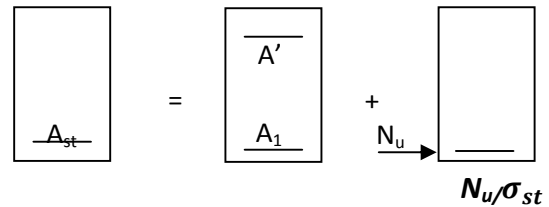
Une section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est

$$\text{satisfaite : } e_u > \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u \cdot (d - c') - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

$$\text{Avec } M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

M_f : Moment fictif



• **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad \text{Si : } \mu \leq \mu_1 = 0.392 \quad \text{la section est simplement armée.}$$

On détermine β du tableau

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\text{La section réelle d'armature est : } A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

Si : $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ la section est doublement armée

$$\text{On calcule : } M_r = \mu \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

Avec : M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

et $c = c' = 4 \text{ cm}$.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est : $A'_s = A'$; $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

b) Section entièrement comprimée (SEC) :

Une section est entièrement comprimée, si la condition suivante est satisfaite :

$$e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u \cdot (d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Deux cas se présentent

$$\text{Si : } \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b \cdot h^2 \cdot f_{bc} < N_u (d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont

$$A_1 = \frac{N - 100 \cdot \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_s} ; \quad A_2 = 0$$

$$\text{Avec : } \psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - 100 \cdot M_u}{100 \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}} ; \quad f_{bc} \text{ en [MPa] et } M \text{ en [N.m]}$$

$$\text{Si : } N_u \cdot (d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont

$$A_1 = \frac{M_u - (d - 0.5h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c') \cdot \sigma_s} ; \quad A_2 = \frac{N - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_1$$

VI-1-4 : Résultats du calcul en flexion composée :

➤ Le calcul des sections d'armatures est résumé dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI-1-1 : calcul des armatures pour les poteaux :

ZONE	N_u (KN)		M_u (KN.m)		Section (cm ²)	Obs.	Obs.	A_s' (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	Choix des barres
RDC/3	N_{max}	1095,86	M_{cor}	-50,35	40 × 40	SEC	SSA	11,69	0	12,8	20,6	4HA20 + 4HA16
	N_{min}	388,51	M_{cor}	-60,83		SEC	SSA	0,4	0	12,8		
	N_{cor}	1020,91	M_{max}	74,35		SEC	SSA	19,42	0	12,8		
4/6	N_{max}	819,64	M_{cor}	-42,79	35 × 35	SEC	SSA	7,48	0	9,8	12,61	8HA14
	N_{min}	355,43	M_{cor}	30,34		SEC	SSA	8,06	0	9,8		
	N_{cor}	819,64	M_{max}	-42,79		SEC	SSA	7,48	0	9,8		
7/9	N_{max}	406,15	M_{cor}	-20,79	30 × 30	SEC	SSA	3,12	0	7,2	10,68	4HA14 + 4HA12
	N_{min}	216,27	M_{cor}	-24,28		SEC	SSA	6,93	0	7,2		
	N_{cor}	257,47	M_{max}	27,43		SEC	SSA	7,20	0	7,2		

VI-1-5 : Vérifications à l'ELU

a) Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91Article :A.6.1.221)

$$\ell_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} \quad \psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers à haute adhérence.}$$

$$\text{Pour les HA 12 : } \ell_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.2 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 42.32 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour les HA 14 : } \ell_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.4 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 49.38 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour les HA 16 : } \ell_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.6 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 56.44 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour les HA 20 : } \ell_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{2 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 70.55 \text{ cm}^2$$

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement est : $L = 50 \times \varphi$

Pour les **HA12** : $L = 50 \times \varphi = 50 \times 1,2 = 60\text{cm}$

Pour les **HA14** : $L = 50 \times \varphi = 50 \times 2 = 70\text{cm}$

Pour les **HA16** : $L = 50 \times \varphi = 50 \times 1,6 = 80\text{cm}$

Pour les **HA20** : $L = 40 \times \varphi = 40 \times 2 = 100\text{cm}$

b) Les armatures longitudinales :

• En zone de recouvrement (ZR) : -

Poteau (40x40) : $A_{max} = 96 \text{ cm}^2 > 20,6 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

Poteau (35x35) : $A_{max} = 73,5 \text{ cm}^2 > 12,32 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

Poteau (30x30) : $A_{max} = 54 \text{ cm}^2 > 10,68 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée

• En zone courante (ZC) :

- Poteau (40x40) : $A_{max} = 48 \text{ cm}^2 > 16,08 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

- Poteau (35x35) : $A_{max} = 36,75 \text{ cm}^2 > 12,31 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

- Poteau (30x30) : $A_{max} = 27 \text{ cm}^2 > 9,23 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée

c) Vérification de la quantité d'armatures transversales :

$$\text{Poteau de (40x40) cm}^2 : \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0,7 \times 3,06 = 18,55$$

$$\text{Poteau de (35x35) cm}^2 : \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{35} \times 0,7 \times 3,06 = 21,2$$

$$\text{Poteau de (30x30) cm}^2 : \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{30} \times 0,7 \times 3,06 = 24,73$$

$$\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_t^{min} = 0,3\% St \times b$$

En zone nodale : (St = 10cm)

$$\text{Poteau de (40x40) cm}^2 : A_t^{min} = 0,3\% \times St \times b = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau de (35x35) cm}^2 : A_t^{min} = 0,3\% \times St \times b = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau de (30x30) cm}^2 : A_t^{min} = 0,3\% \times St \times b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow$ La condition est vérifiée

En zone courante : (St = 10cm)

Poteau de (40x40) cm² : $A_t^{min} = 0,3\% \times St \times b = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$

Poteau de (35x35) cm² : $A_t^{min} = 0,3\% \times St \times b = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$

Poteau de (25x25) cm² : $A_t^{min} = 0,3\% \times St \times b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$

⇒ La condition est vérifiée.

d) Vérification au cisaillement des armatures transversales:(Article 7.4-22 du RPA 99)

$$A_t = \frac{t \rho V_u}{h_1 f_e}$$

$\rho = 2,5$ car l'élancement géométrique dans la direction considérée ≥ 5

- **Poteaux (40x40) :** $T_u^{max}=102,25 \text{ KN}$

$$\frac{15 \times 2,5 \times 102,25}{40 \times 400} = 0,239 < 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Poteaux (35x35) :** $T_u^{max}=69,84 \text{ KN}$

$$\frac{15 \times 2,5 \times 69,84}{35 \times 400} = 0,187 < 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Poteaux (30x30) :** $T_u^{max}=39,56 \text{ KN}$

$$\frac{15 \times 2,5 \times 39,56}{30 \times 400} = 0,124 < 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

e) Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_b = \frac{T_{u,max}}{b.d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \times f_{c28} \text{ avec : } \begin{cases} \rho_b = 0,075 \text{ si } \lambda g \geq 5 \\ \rho_b = 0,0' \text{ si } \lambda g < 5 \end{cases}$$

Dans notre cas on a: $\rho_b = 0,075$.

$$\tau_b = \rho_b \times f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa}$$

- **Poteaux (40x40) cm² :** $T_u^{max}=102,25 \text{ KN}$

$$\tau_b = \frac{102,25 \times 10^3}{400 \times 370} = 0,69 \text{ MPa} < \tau_{bu} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Poteaux (35×35) cm² : $T_u^{max}=69,84 \text{ KN}$

$$\tau_b = \frac{69,84 \cdot 10^3}{350 \cdot 320} = 0,62 \text{ MPa} < \tau_{bu} \implies \text{condition vérifiée}$$

- Poteaux (30×30) cm² : $T_u^{max}=39,56 \text{ KN}$

$$\tau_b = \frac{39,56 \cdot 10^3}{300 \cdot 270} = 0,49 \text{ MPa} < \tau_{bu} \implies \text{condition vérifiée}$$

VI-1-6 : vérification à l'ELS :

État 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.

- Contrainte admissible de l'acier : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.
- Contrainte admissible du béton : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

Si : $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq \frac{h}{6} \implies \text{La section est entièrement comprimée.}$

• Si : $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \geq \frac{h}{6} \implies \text{La section est partiellement comprimée.}$

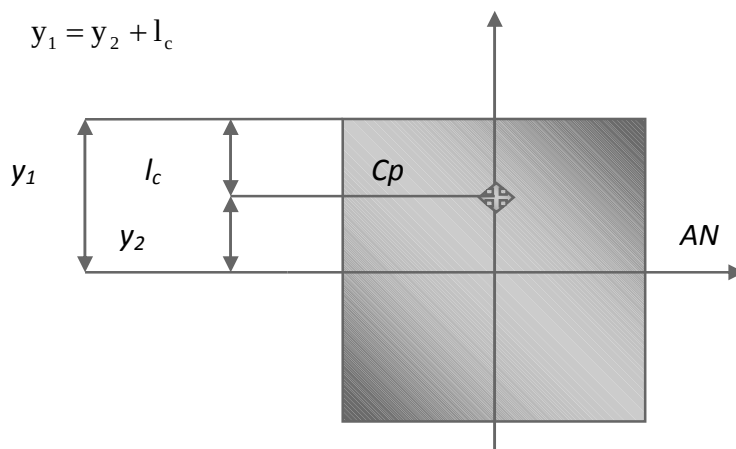
Avec :

M_{ser} : le moment de flexion à l'ELS.

N_{ser} : l'effort normal à l'ELS.

➤ Vérification d'une Section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :



Avec : y_1 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée ;

y_2 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp ;

l_c : la distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

Avec : $l_c = \frac{h}{2} - e_s$

$$p = -3 \times l_c^2 - 6 \times n \cdot \bar{A}_u \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 6 \times n \cdot A_u \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 6 \times n \cdot \bar{A}_u \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6 \times n \cdot A_u \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

• Si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5 \cdot (\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3 \cdot u}$

• Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ l'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) ; \quad y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) ; \quad y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) ; \quad a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y_1)^2 + A'_s (y_1 - d')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton vaut :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \cdot y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

➤ **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

-On calcul l'aire de la section homogène7 totale : $S = b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A'_s)$

-On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \cdot \frac{A'_s \cdot (0.5 \cdot h - d') - A_s \cdot (d - 0.5 \cdot h)}{b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A'_s)}$$

-On calcul l'inertie de la section homogène totale

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot X_G^2 + 15 \cdot [A'_s \cdot (0.5 \cdot h - d' - X_G)^2 + A_s \cdot (d - 0.5 \cdot h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton valent

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \quad \text{Sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \quad \text{Sur la fibre inférieure}$$

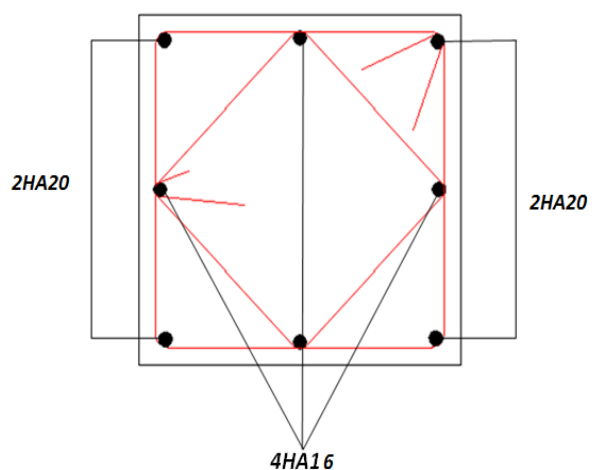
Finalement on vérifie : $\max(\sigma_{\text{sup}}; \sigma_{\text{inf}}) \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Remarque : Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée

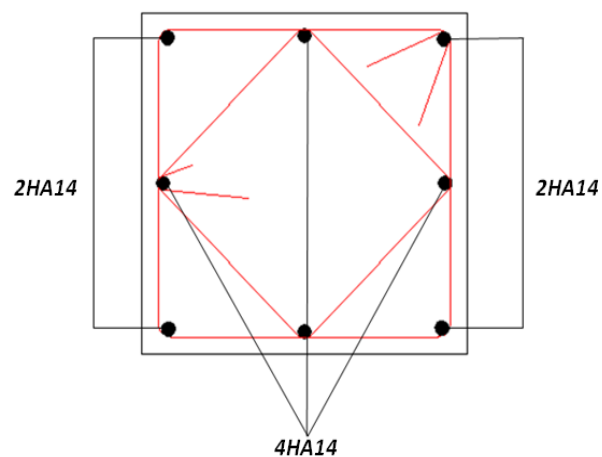
Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI-1-2 : vérification des contraintes dans les poteaux

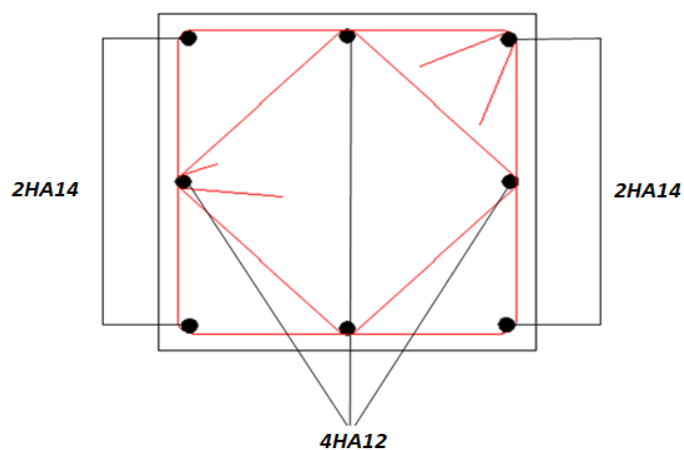
ZONE	Ns (KN)		Ms (KN.m)		Section (cm ²)	e _s (m)	h/6 (m)	σ _{bc} (MPa)	σ _{st} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ̄ _{st}	obs
RDC/3	N _{max}	574,48	M _{cor}	14,50	40 × 40	0,025	0,066	5,3	22,57	348	15	vérifiées
	N _{min}	496,70	M _{cor}	4,97		0,01	0,066	4	7,73	348	15	
	N _{cor}	564,31	M _{max}	19,61		0,034	0,066	5,7	30,52	348	15	
4/6	N _{max}	305,06	M _{cor}	7,99	35 × 35	0,026	0,058	3,8	23,26	348	15	
	N _{min}	132,75	M _{cor}	4,67		0,035	0,058	1,8	13,53	348	15	
	N _{cor}	154,50	M _{max}	13,09		0,084	0,058	3	37,94	348	15	
7/9	N _{max}	141,53	M _{cor}	4,37	30 × 30	0,031	0,05	2,6	17,89	348	15	
	N _{min}	98,92	M _{cor}	3,83		0,038	0,05	2	15,68	348	15	
	N _{cor}	128,,77	M _{max}	4,42		0,34	0,05	4,1	81,10	348	15	



Poteaux (40x40) RDC/ 3^{ème}



Poteaux (35x35) 4/ 6^{ème}



Poteaux (30x30) 7/ 9^{ème}

Ferraillage des poteaux

VI-2 : Ferraillage des poutres :

VI-2-1 : Introduction :

Les poutres seront ferraillées en flexion simple à l'ELU puis vérifiées à l'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1,35 G + 1,5 Q \longrightarrow$ (à l'ELU)
- $G + Q \longrightarrow$ (à l'ELS)
- $G + Q \pm E$ (ACC) $\longrightarrow$ (RPA 99 Version 2003)
- $0,8G \pm E$ (ACC) $\longrightarrow$ (RPA 99 Version 2003)

VI.2.2 : Recommandation du RPA99 version 2003 :

VI.2.2.1 : Armatures longitudinales : (Article 7.5.2-1 du RPA 99 version 2003)

• Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0,5 % de la section du béton :

- ✓ Poutres principales : $A_{min} = 0,005 \times 25 \times 40 = 5 \text{ cm}^2$
- ✓ Poutres secondaires : $A_{min} = 0,005 \times 25 \times 35 = 4,375 \text{ cm}^2$
 - Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
- ✓ **En zone courante : 4 % ($b \times h$)**

Poutres principales : $A_{max} = 0,04 \times 25 \times 40 = 40 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire : $A_{max} = 0,04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2$

- ✓ **En zone de recouvrement : 6 % ($b \times h$)**

Poutre principale : $A_{max} = 0,06 \times 25 \times 40 = 60 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire : $A_{max} = 0,06 \times 25 \times 35 = 52,5 \text{ cm}^2$

- La longueur de recouvrement est de : 50Φ (zone II_b)
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°

VI-2-2-2 : Armatures transversales : (R.P.A 2003 Art 7.5.2.2)

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,0035 S_t \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

- ✓ $S_t^{\max} = \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi \right)$ en zone nodale et en travées si les armatures comprimées sont nécessaires.
- ✓ $S_t \leq \frac{h}{2}$ en zone de recouvrement.

Avec :

ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI-2-3 : Calcul du moment réduit limite « μ_l » :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Fe400} \\ \gamma_s = 1,15 \end{array} \right\} \Rightarrow \mu_l = 0,392$$

En comparant les deux moments réduits μ et μ_l deux cas se présentent :

- **1^{ier} cas** : $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ la section est simplement armée (**SSA**).
Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\Rightarrow A_{sc} = 0$.

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} \quad \text{tel que :} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

- **2^{ème} cas** : $\mu \geq \mu_l = 0,392$ la section est doublement armée (**SDA**).
La section réelle est considérée comme équivalente à la somme de deux sections fictives.

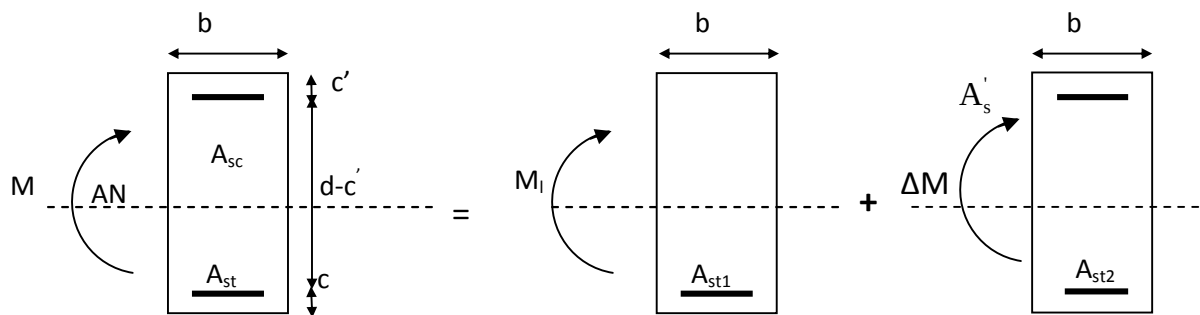


Fig. VI-1 : disposition des armatures SDA

A_{st} : La section inférieure tendue ou la moins comprimée (selon le cas).

A_{sc} : La section supérieure la plus comprimée

$$M = M_l + \Delta M$$

$$M_l = \mu_l b d^2 f_{bu} \quad \text{et} \quad \Delta M = M - M_l$$

Avec : M_U : moment sollicitant.

M_l : moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

- Finalement :

$$\begin{cases} A_s = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_r}{\beta_l \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s} \\ A'_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s} \end{cases}$$

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants.

Tableau VI-2-3 : Ferraillage des poutres principales à l'ELU :

Ferraillage des poutres principales aux appuis à l'ELU						
Zone	ETAGE	M_{max} (KN.m)	Obs.	A_s calculée (cm ²)	A_s adoptée (cm ²)	Ferraillage
RDC/3	RDC	-87,47	SSA	7,54	7,70	3HA14 + 2HA14(chapeaux)
	1	-82,62	SSA	7,08		
	2	-81,54	SSA	6,94		
	3	-65,48	SSA	5,49		
4/6	4	-68,99	SSA	5,79	6,88	3HA14 + 2HA12(chapeaux)
	5	-62,06	SSA	5,18		
	6	-61,99	SSA	4,07		
7/9	7	-61,41	SSA	2,90	3,39	3HA12 + 2HA12(chapeaux)
	8	-59,21	SSA	2,31		
	9	-47,82	SSA	3,29		

Tableau VI-2-4 : Ferraillage des poutres principales à l'ELU :

Ferraillage des poutres principales en travées à l'ELU						
Zone	ETAGE	M_{max} (KN.m)	Obs.	A_s calculée (cm ²)	A_s adoptée (cm ²)	Ferraillage
RDC/3	RDC	80,62	SSA	6,88	6,88	3HA14 + 2HA12
	1	76,09	SSA	6,45		
	2	72,12	SSA	6,09		
	3	58,17	SSA	4,82		
4/6	4	60,99	SSA	5,09	5,65	5HA12
	5	54,32	SSA	4,46		
	6	40,41	SSA	3,28		
7/9	7	27,10	SSA	2,16	3,39	3HA12
	8	19,75	SSA	1,56		
	9	20,64	SSA	1,63		

Tableau VI-2-5 : Ferraillage des poutres secondaires à l'ELU :

Ferraillage des poutres secondaires aux appuis à l'ELU						
Zone	ETAGE	M_{max} (KN.m)	Obs.	A_s calculée (cm ²)	A_s adoptée (cm ²)	Ferraillage
RDC/3	RDC	-60,94	SSA	5,08	5,65	3HA12 + 2HA12 (chapeaux)
	1	-60,91	SSA	5,05		
	2	-60,89	SSA	5,03		
	3	-60,80	SSA	5,01		
4/6	4	-58,47	SSA	4,83	5,65	3HA12 + 2HA12 (chapeaux)
	5	-60,69	SSA	5,00		
	6	-60,22	SSA	4,98		
7/9	7	-60,72	SSA	5,01	5,65	3HA12 + 2HA12 (chapeaux)
	8	-58,05	SSA	4,80		
	9	-41,66	SSA	3,88		

Tableau VI-2-6: Ferraillage des poutres secondaires à l'ELU :

Ferraillage des poutres secondaires en travées à l'ELU						
Zone	ETAGE	M_{max} (KN.m)	Obs.	A_s calculée (cm ²)	A_s adoptée (cm ²)	Ferraillage
RDC/3	RDC	13,10	SSA	1,43	3,39	3HA12
	1	13,09	SSA	1,43		
	2	13,04	SSA	1,43		
	3	13,03	SSA	1,43		
4/6	4	11,43	SSA	1,24	3,39	3HA12
	5	12,98	SSA	1,41		
	6	12,89	SSA	1,40		
7/9	7	12,80	SSA	1,39	3,39	3HA12
	8	12,70	SSA	1,37		
	9	20,00	SSA	2,21		

VI.2.4 Vérifications du BAEL 91 (ELU) :

a) Vérification de la condition de non fragilité : (Article A.4.2-1 du BAEL 91)

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

• Poutres principales (25×40) :

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1.12 \text{ cm}^2.$$

⇒ La condition est vérifiée

• Poutres secondaires de (25×35)

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

b) Justification sous sollicitation d'effort tranchant :

- **Vérification de la contrainte tangentielle : (Article A.5.1-1 du BAEL 91)**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Poutres principales : $\tau_u = \frac{128,305 \times 10^3}{250 \times 370} = 1.39 \text{ MPa}$

Poutres secondaires : $\tau_u = \frac{77,975 \times 10^3}{250 \times 320} = 0.974 \text{ MPa}$

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

- **Poutres principales :** $\tau_u = 1.39 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée.
- **Poutres secondaires :** $\tau_u = 0.974 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée

c) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

(Art A.5.1.32/ BAEL91 modifié 99)

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - (M_u/0.9d) > 0$; on doit prolonger au delà de la zone de l'appui.

Une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à : $T_u - (M_u/0.9d)$

D'où : $A_s \geq \frac{1.15}{f_c} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right)$

- Poutres principales : $T_u - (M_u/0.9d) = 128,305 - (87,47/0.9 \times 0.37) = -134,37 < 0$

- Poutres secondaires : $T_u - M_u/0.9d = 77,975 - (60,94/0.9 \times 0.32) = -133,62 < 0$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

d) Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :

(Article A.5.1.32 du BAEL 91)

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9 d b f_{c28}}{\gamma_b}$$

- **Poutres principales**

$$\bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.37 \times 0.25 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 555 \text{ kN} : T_u = 128.305 \text{ kN} < \bar{T}_u = 555 \text{ kN}$$

- **Poutres secondaires :**

$$\bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.32 \times 0.25 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 480 \text{ kN} \quad T_u = 78.014 \text{ kN} < \bar{T}_u = 480 \text{ kN}$$

Conclusion : La condition est vérifiée.

e) Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton :

(Art. A.6.1, 3/ BAEL91 modifié en 99)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

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

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28}$$

U_i : le périmètre des aciers.

- Poutres principales : $\tau_{se} = 1.76 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa}$
 - Poutres secondaires : $\tau_{se} = 2.39 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa}$
- } La contrainte d'adhérence est vérifiée.

f) Calcul de la longueur de scellement des barres :

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$l_s = \frac{\sigma \times f_e}{4 \tau_{se}}$$

La valeur de la contrainte d'adhérence est donnée de façon forfaitaire par la relation :

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 \times f_{tj} = 2.835 \text{ MPa.}$$

- Pour $\emptyset 12$: $l_s = 42.33 \text{ cm.}$

- Pour $\emptyset 14$: $l_s = 49.38 \text{ cm.}$

Les règles de l'Art.6.A.1/ BAEL91 modifié 99, admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, mesuré hors crochet, est au moins égale à « $0.4 l_s$ » pour les aciers H.A.

- Pour $\varnothing 12 : l_a = 16.93 \text{ cm}$.
- Pour $\varnothing 14 : l_a = 19.75 \text{ cm}$.

- **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.

$$-L' = 2 \times h$$

$$-h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}$$

- h : hauteur de la poutre.

- b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

- h_e : hauteur entre nus des poutres.

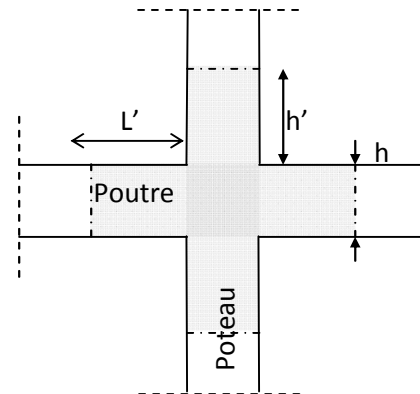


Figure VI-2 : Délimitation de la zone nodale »

On aura :

a) Coupe suivant la poutre principale : $(25 \times 40) \text{ cm}^2$:

$$L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$$

- Poteau $(40 \times 40) \text{ cm}^2$: $h' = \max (51 ; 40 ; 40 ; 60) = 60 \text{ cm}$.
- Poteau $(35 \times 35) \text{ cm}^2$: $h' = \max (51 ; 35 ; 35 ; 60) = 60 \text{ cm}$.
- Poteau $(30 \times 30) \text{ cm}^2$: $h' = \max (51 ; 30 ; 30 ; 60) = 60 \text{ cm}$.

b) Coupe suivant la poutre secondaire : $(25 \times 35) \text{ cm}^2$:

$$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$$

- Poteau $(40 \times 40) \text{ cm}^2$: $h' = \max (51 ; 40 ; 40 ; 60) = 60 \text{ cm}$.
- Poteau $(35 \times 35) \text{ cm}^2$: $h' = \max (51 ; 35 ; 35 ; 60) = 60 \text{ cm}$.
- Poteau $(30 \times 30) \text{ cm}^2$: $h' = \max (51 ; 30 ; 30 ; 60) = 60 \text{ cm}$.

VI.2.5 Vérifications du RPA 99 (version 2003) :

a) Le diamètre des armatures transversales est :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right)$$

• Poutres principales : $\Phi_t \leq \min(11,43, 12; 25;) = 11,43 \text{ mm}$

• Poutres secondaires : $\Phi_t \leq \min(8,5,12; 25;) = 10\text{mm}$

Soit : $\Phi_t = 8\text{mm}$

On opte pour un cadre et un étrier $A_t = 4\text{HA } 8 = 2.01\text{cm}^2$.

b) Calcul des espacements :

• **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_L; 30\right\}$$

- Poutres principales = $\min\left\{\frac{40}{4}; 12 \times 1.2, 30\right\} \quad S_t = 10\text{cm}$

- Poutres secondaires = $\min\left\{\frac{35}{4}; 12 \times 1.2, 30\right\} \quad S_t = 8,75\text{cm}$

• **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

- Poutres principales $S_t = 15\text{cm}$

- Poutres secondaires $S_t = 15\text{cm}$

Remarque

Le cadre d'armatures transversales doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement

c) Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_t^{min} = 3\text{‰} S_t \times b$$

$$A_{min} = 1.125\text{cm}^2 < A_{adopté} = 2.01\text{cm}^2 \text{ poutres principales}$$

$$A_{min} = 1,125\text{cm}^2 < A_{adopté} = 2.01\text{cm}^2 \text{ poutres secondaires}$$

VI-2-6 : Vérifications 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 relatives :

Etat limite d'ouverture des fissures (exemple de calcul pour la fissuration non préjudiciable).

Etat limite de résistance du béton à la compression.

Etat limite de déformation :

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

b) Etat limite de compression du béton :

Il faut vérifier la contrainte dans le béton $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$ (Contrainte de traction des aciers),

A : armatures adoptées à l'ELU,

K_1 et β_1 sont tirés des tableaux en fonction de $\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d}$.

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau VI-2-7 : Vérification de l'état limite de compression du béton sur appuis des poutres principales

NIV	Ms (KN.m)	As(cm ²)	ρ	β	K	σ_{st} (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{st} (Mpa)	Obs
RDC/3 ^{ème}	-44,87	7,70	0,83	0,870	0,04	181,03	7,24	15	348	Vérifiée
4 ^{ème} /6 ^{ème}	-22,09	6,88	0,74	0,8755	0,039	99,11	3,86	15	348	Vérifiée
7 ^{ème} /9 ^{ème}	-20,84	6,88	0,74	0,8755	0,039	93,5	3,65	15	348	Vérifiée

Tableau VI-2-8 : Vérification de l'état limite de compression du béton en travées des poutres principales

NIV	Ms (KN.m)	As(cm ²)	ρ	θ	K	σ_{st} (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{st} (Mpa)	Obs
RDC/3 ^{ème}	22,14	6,88	0,74	0,8755	0,039	99,34	3,87	15	348	Vérifiée
4 ^{ème} /6 ^{ème}	12,25	5,65	0,61	0,885	0,035	66,21	2,31	15	348	Vérifiée
7 ^{ème} /9 ^{ème}	11,86	3,39	0,37	0,908	0,025	104,13	2,6	15	348	Vérifiée

Tableau VI-2-9 : Vérification de l'état limite de compression du béton sur appuis des poutres secondaires

NIV	Ms (KN.m)	As(cm ²)	ρ	θ	K	σ_{st} (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{st} (Mpa)	Obs
RDC/3 ^{ème}	-44,84	5,65	0,706	0,878	0,038	282,4	10,73	15	348	Vérifiée
4 ^{ème} /6 ^{ème}	-44,49	5,65	0,706	0,878	0,038	280,26	10,65	15	348	Vérifiée
7 ^{ème} /9 ^{ème}	-30,43	5,65	0,706	0,878	0,038	191,69	7,28	15	348	Vérifiée

Tableau VI-2-10 : Vérification de l'état limite de compression du béton en travées des poutres secondaires

NIV	Ms (KN.m)	As(cm ²)	ρ	θ	K	σ_{st} (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{st} (Mpa)	Obs
RDC/3 ^{ème}	14,57	3,39	0,42	0,901	0,028	89,44	2,5	15	348	Vérifiée
4 ^{ème} /6 ^{ème}	9,30	3,39	0,42	0,901	0,028	57,1	1,6	15	348	Vérifiée
7 ^{ème} /9 ^{ème}	9,20	3,39	0,42	0,901	0,028	56,47	1,58	15	348	Vérifiée

ELS vis-à-vis des déformations :

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

Calcul de la flèche

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens.

Calcul de la flèche : (BAEL 91/ Art B.6.5.2)

$$f = \frac{M_u \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$V_1 = \frac{\frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot d \cdot A_{tr}}{b \cdot h + 15 A_t}$$

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

$$I_{fv} = b/3 (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - c)^2.$$

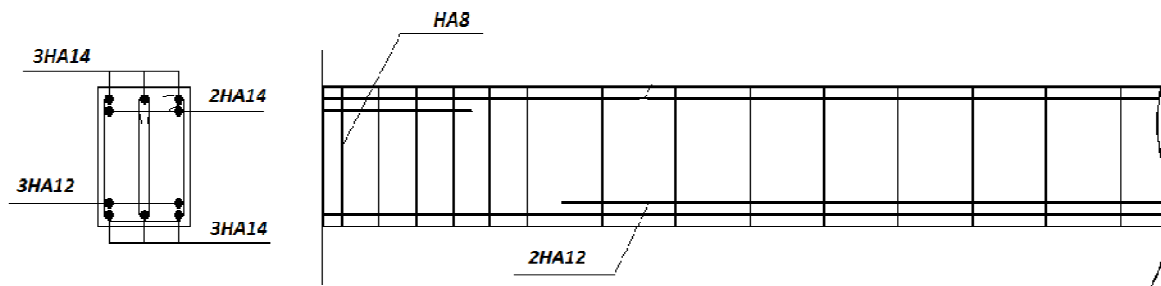
Les résultats des vérifications des déformations sont donnés dans les tableaux suivants.

Vérification de la flèche en travées des poutres secondaires

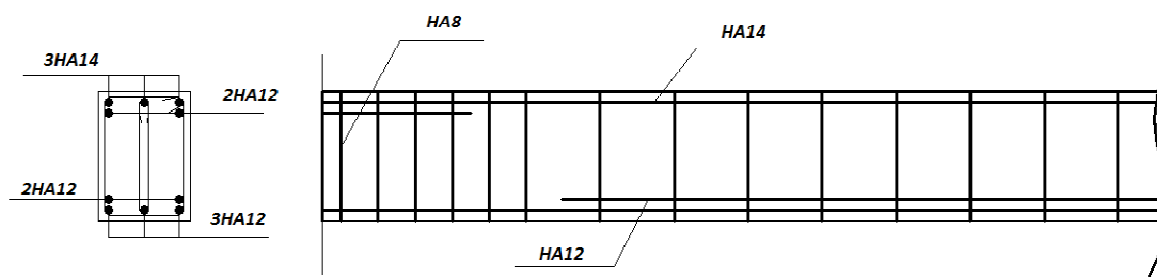
NIV	Mts (KN.m)	L (cm)	Ev (Mpa)	h (cm)	As(cm ²)	V ₁ (cm)	V ₂ (cm)	I _{fv} (cm ⁴)	f (cm)	f _{adm} (cm)	Obs
RDC/3 ^{ème}	14,57	475	10818.866	35	3,39	17,74	17,26	1,01.10 ⁵	0,3	0,95	vérifiée
4 ^{ème} /6 ^{ème}	9,30	475	10818.866	35	3,39	17,74	17,26	1,01.10 ⁵	0,19	0,95	vérifiée
7 ^{ème} /9 ^{ème}	9,20	475	10818.866	35	3,39	17,74	17,26	1,01.10 ⁵	0,189	0,95	vérifiée

Vérification de la flèche en travées des poutres secondaires

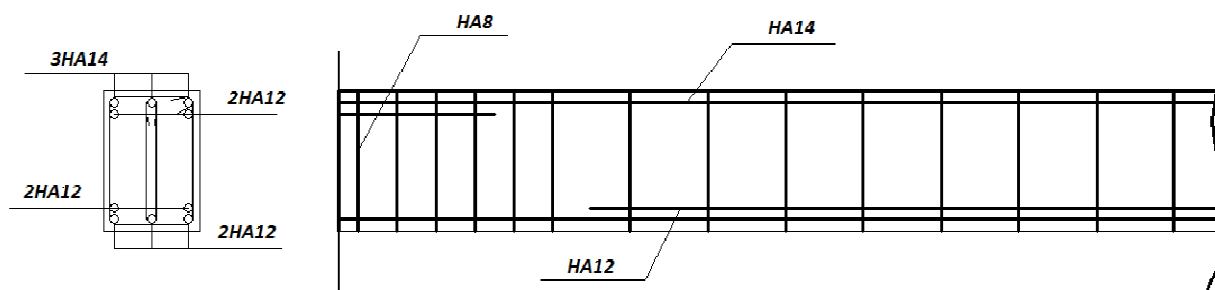
NIV	Mts (KN.m)	L (cm)	Ev (Mpa)	h (cm)	As(cm ²)	V ₁ (cm)	V ₂ (cm)	I _{fv} (cm ⁴)	f (cm)	f _{adm} (cm)	Obs
RDC/3 ^{ème}	22,14	575	10818.866	40	6,88	21,59	18,41	1,64.10 ⁵	0,41	1,15	vérifiée
4 ^{ème} /6 ^{ème}	12,25	575	10818.866	40	5,65	21,33	18,67	1,58.10 ⁵	0,24	1,15	vérifiée
7 ^{ème} /9 ^{ème}	11,86	575	10818.866	40	3,39	20,82	19,18	1,49.10 ⁵	0,26	1,15	vérifiée



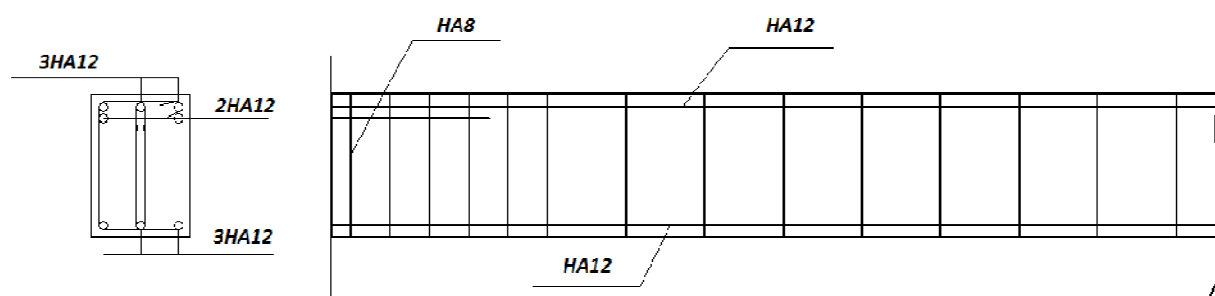
Ferraillage des poutres principales (RDC/3)



Ferraillage des poutres principales (4/6)



Ferraillage des poutres principales (7/9)



Ferraillage des poutres secondaires (RDC/9)

VI-3 : ferraillage des voiles :

VI-3-1 : Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferraillage des voiles consiste à calculer une section sollicitée en flexion composée sous l’action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d’exploitation (Q), ainsi que sous l’action des sollicitations horizontales dues aux séismes. Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d’armatures

Armatures verticales
Armatures horizontales
Armatures transversales

Notre ouvrage comprend (2) types de voiles, que nous allons ferrailler par zone, car nous avons constaté que il est possible d’adopter le même ferraillage pour un certain nombre de niveaux, ceci dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs.

Zone I : RDC/3^{ème} étage.
Zone II : 4^{ème}/6^{ème} étage.
Zone III : 7^{ème}/9^{ème} étage.

VI-3-2 : Combinaisons d’actions :

Selon le RPA , Les combinaisons d’actions sismiques et d’actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-dessous :

→ $\begin{cases} G+Q\pm E \\ 0,8G\pm E \end{cases}$

VI-3-3 : Exposé de la méthode :

La méthode des tronçons consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations les plus défavorables en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$
$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec : B : Section du voile B=e×L.
I : Inertie du voile
V, V' : Bras de levier (V=V'= $\frac{L_{voile}}{2}$).
Le calcul se fera pour des bandes verticales de longueur d :

$$d \leq \min \left\{ \frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3} \right\} \dots\dots\dots \text{Art (7.7.4.RPA99)}$$

Avec :

L_c : longueur de la zone comprimée.

h_e : hauteur d'étage.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues.

1) Armatures verticales

Selon les contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- ✓ Section entièrement comprimée (S.E.C).
- ✓ Section partiellement comprimée (S.P.C).
- ✓ Section entièrement tendue (S.E.T).

a) section entièrement comprimée (S.E.C)

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

e : épaisseur de voile.

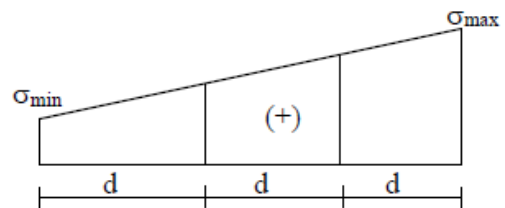
La section d'armature est calculée comme suit :

$$A_{v1} = \frac{N_1 - B \cdot f_{bc}}{\bar{\sigma}_{st}}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2 - B \cdot f_{bc}}{\bar{\sigma}_{st}}$$

Avec : A_{v1}, A_{v2} : section d'armatures verticales.

$$\text{Situation accidentelle : } \begin{cases} \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} \\ f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_s} = \frac{0,85 \times 25}{1} = 21,25 \text{ MPa} \end{cases}$$

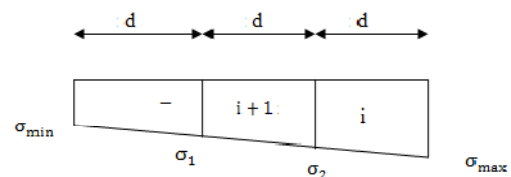


b) section entièrement tendue (S.E.T)

Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_i}{\sigma_s(2\%)} \text{ avec } \sigma_s(2\%) = 348 \text{ MPa}$$

Armatures minimales :



$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{B \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\%B \right\}$$

c) Section partiellement comprimée (S.P.C)

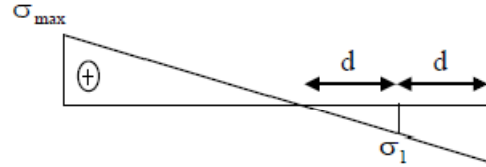
$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e \quad \text{Avec : } \sigma_1 = \frac{(L_t - d) \times \sigma_{min}}{L_t}$$

• **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s(2\%)}$$

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.



VI-3-3: Exigence du RPA 2003(article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales, est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile 0,15%B .

En zone courantes 0,10 %B.

• **Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 ϕ . La section d'armature est donnée comme suit :

Selon le RPA 99 version 2003 :

Globalement dans la section du voile $A_H = 0.15 \% B$.

En zone courante $A_H = 0.10 \% B$.

Selon le BAEL 91 modifiée 99 : $A_H \geq \frac{A_v}{4}$

Avec :

B : section du béton.

A_v : section d'armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

• **Armatures transversales**

Ce sont généralement des épingles reliant les deux nappes d'armatures verticales dont leurs rôles est d'empêcher le flambement de ces derniers.

D'après le RPA 99/ version 2003, les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

On opte pour 4 épingles HA8 par mètre carré.

- **Armatures de coutures (art 7.7.4.3 R.P.A 99 version 2003)**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e} \quad \text{Avec } V = 1,4T$$

T : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

- **Armatures du potelet**

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.

La section totale d'armatures de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu qui est équivalent à 4HA10 (selon le RPA 99/version 2003).

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.

- **Espacement constructive:**

L'espacement des armatures horizontales et verticales doit être :

$$St \leq \min 1.5 e; 30 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{Art 7.7.4.3 RPA99/2003}).$$

Avec :

e : épaisseur du voile.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la Longueur de voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

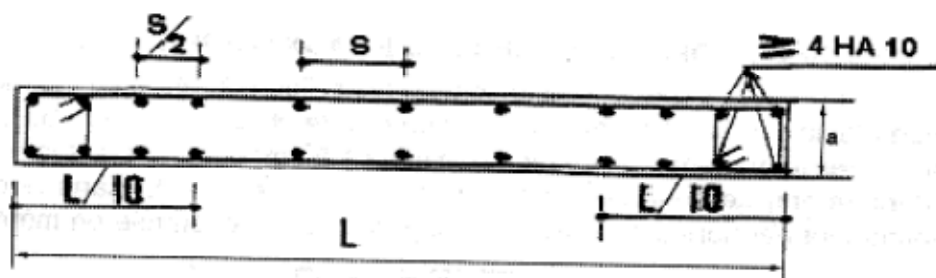


figure VI-3-1 : Disposition des armatures verticales du voile.

- **Longueur de recouvrement (Art 7.7.4.3 RPA99/2003).**

La longueur de recouvrement doit être égale à :

40 φ : pour les armatures situées dans les zones où le signe des efforts est réversible.

20 φ : pour les barres situées dans les zones comprimées.

- **Diamètre maximal**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (excepté les armatures des potelets) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Pour les voiles d'épaisseur $e = 15 \text{ cm}$: $\Phi_{\max} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$

VI-3-4 : Vérifications à L'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$N_s = G + Q$ (Effort normale de service).

B : section du béton.

$A = A_v$: section d'armatures adoptées.

- **Vérification de la contrainte au cisaillement**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée à :

Selon le RPA 99/ version 2003

$$\tau_b = \frac{T_u}{e.d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

e : épaisseur du voile.

h : hauteur utile ($d=0,9h$)

h : hauteur total de la section brute.

Selon le BAEL 91/modifiée99

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,26 \text{ MPa}$$

VI-3-5 : Exemple de calcul

Soit à calculer le ferraillage du voile **VL1 et VL5 de la zone (I) (RDC/3)** :

Caractéristiques géométriques

$$L = 3,15 \text{ m} \quad , \quad e = 0,15 \text{ m} \quad , \quad B = 0,4725 \text{ m}^2$$

Sollicitations de calcul

$$\sigma_{\max} = 7130 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -12260 \text{ KN/m}^2$$

⇒ La section est partiellement comprimée.

Largeur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = 1,15 \text{ m}$$

Largeur de la zone tendue

$$L_t = L - L_c = 2 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d) avec :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3}\right) = 0,38 \text{ m}$$

a) Calcul des armatures**1) Armatures verticales :**

1^{er} tronçon :

$$\sigma_1 = \sigma_{\min} \times \frac{(L_t - d)}{L_t} = -9930,60 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2}\right) d \cdot e = 632,43 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{st1}} = \frac{1027,021}{34,8} = 18,17 \text{ cm}^2$$

2^{eme} tronçon :

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 283,022 \text{ KN}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{st2}} = \frac{413}{34,8} = 8,13 \text{ cm}^2$$

- Section d'acier/nappe/bande

$$\text{Bande 1 : } \frac{A_{v1}}{2} = 9,085 \text{ cm}^2$$

$$\text{Bande 2 : } \frac{A_{v2}}{2} = 4,065 \text{ cm}^2$$

2) Armatures de coutures :

$$A_{vj} = 1,1 \times 1,4 \times \frac{V_u \times 10}{f_e} = 25,42 \text{ cm}^2$$

3) Armatures totale :

$$\text{Bande 1 : } A_1 = \frac{A_{vj}}{4} + A_{v1} = \frac{25,42}{4} + 18,17 = 24,53 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte } 8\text{HA}20 = 25,13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Bande 2 : } A_2 = \frac{A_{vj}}{4} + A_{v2} = \frac{25,42}{4} + 8,13 = 13,01 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte } 10\text{HA}16 = 15,39 \text{ cm}^2$$

4) Vérifications du taux d'armatures :

Pourcentage minimale d'armatures verticales dans le voile est de :

$$A_{\min} = \max \left(0,002 B_t; \frac{B_t \cdot f_{t28}}{f_e}; 0,23 B \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \quad \Rightarrow \quad A_{\min} = 9,58 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \max(1,14 \text{ cm}^2; 9,58 \text{ cm}^2; 5,7)$$

Avec $B_t = d \cdot e_p$

5) Armatures horizontales (Art 7.7.4.1 RPA99/2003)

$$A_h \geq \max \left(\frac{A_v}{4}; 0,15\% B \right) = \max \left(\frac{24,63 + 15,39}{4}; 7,09 \right) = 10,01 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 10\text{HA}12 = 11,31 \text{ cm}^2$$

6) Armatures transversales: Art 7.7.4.3 RPA 99/2003

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles en HA8 au mètre carré

$$\text{Diamètre maximal : } \phi \leq \frac{e}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$$\text{Espacement : } S_t \leq \min(1,5e; 30 \text{ cm}) = 22,5 \text{ cm}$$

b) Vérification des contraintes

D'après le BAEL91/modifié99

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \quad (\text{La fissuration est préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \cdot d} = \frac{660,46 \times 10^3}{0,9 \times 3150 \times 150} = 1,55 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Selon le RPA 99 modifié en 2003

$$\tau_b = \frac{1,4 V_u}{d \cdot e} = 2,17 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec : e : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

c) Vérification à l'ELS

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15.A} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$N_s = 1570,74 \text{ KN}$$

$$B = 0,38 \text{ m}^2$$

$$A = 40,02 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15.A} = \frac{1570,74 \times 10^3}{0,38 \times 10^6 + 15 \times 4002} = 3,57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Armatures minimales exigées par le RPA 99/Version2003:**

D'après l'Article 7.7.4.1 des RPA 99/Version2003:

$$A_{RPA} = 0.20\% b L_t$$

e : Epaisseur du voile.

L_t : Longueur de la section tendue.

$$A_{RPA} = 0.20\% \times 0.15 \times 2 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA}/ml = 6 \text{ cm}^2/ml.$$

Le pourcentage minimal :

$$A_{min} = 0.15\% \times e \times h = 0.15\% \times 0.15 \times 3,06 = 6,88 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{0,23.d.e.f_{t28}}{f_e}; 0,005.d.e \right\} = 3,76 \text{ cm}^2$$

Espacement :

- En zone courante : $S_t \leq \min (1.5e; 30) = 22,5 \text{ cm.}$ Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$
- En zone d'about : $S_{ta} = S_t/2 = 10 \text{ cm}$

Les résultats pour les autres voiles sont donnés dans les tableaux suivants :

Tab. VI-3-1 : ferrailage des voiles longitudinaux VL1-VL5

		Voiles longitudinaux		
		VL1+VL5		
		zone I	zone II	zone III
L (m)		3,15	3,15	3,15
he (m)		3,06	3,06	3,06
ep (m)		0,15	0,15	0,15
B (m2)		0,47	0,47	0,47
I (m4)		0,391	0,391	0,391
V (m)		1,58	1,58	1,58
ft28 (MPa)		2,10	2,10	2,10
fe (MPa)		400	400	400
ost (MPa)		347,8	347,8	347,8
σ_{max} (KN/cm2)		7130,00	100,00	680,00
σ_{min} (KN/cm2)		-12260,00	-3570,00	-2350,00
T (KN)		660,46	1375,44	887,57
Nser (KN)		1570,74	1000,00	524,46
Nature de la section		SPC	SPC	SPC
Lc (m)		1,16	0,09	0,71
Lt (m)		1,99	3,06	2,44
d (m)		0,77	0,06	0,47
Lt-d (m)		1,22	3,01	1,97
σ_1 (KN/m2)		-7509,12	-3503,33	-1896,67
Nu1 (KN)		632,43	30,36	150,10
Nu2 (KN)		283,02	15,03	67,04
Amin (cm2)	Bt.ft28/fe [1]	6,08	0,45	3,71
	0,002.Bt [2]	2,32	0,17	1,41
	0.23*B*ft28/fe [3]	1,40	0,01	0,09
	max ([1] ; [2] ; [3]) [4]	6,08	0,45	3,71
Av1 (cm2)	Nu1/ost [5]	18,18	0,87	4,32
	max ([4] ; [5])	18,18	0,87	4,32
Av2 (cm2)	Nu2/ost [6]	8,14	0,43	1,93
	max ([4] ; [6])	8,14	0,45	3,71
Avj (cm2)		25,43	52,95	34,17
Bande1	A1 (cm2)	24,54	14,11	12,86
	Choix des barres/nappe	8HA20	8HA16	8HA16
	sections adoptées/nappe (cm2)	25,13	16,08	16,08
Bande2	A2 (cm2)	14,49	13,69	12,25
	Choix des barres/nappe	10HA14	10HA14	10HA14
	sections adoptées/napp(cm2)	15,39	15,39	15,39
armatures horizontales (cm2)	RPA99	7,09	7,09	7,09
	BAEL91	10,13	7,87	7,87
	choix/nappe/ml	10HA12	10HA10	10HA10
armatures transversales/m2		4HA8	4HA8	4HA8
Cisaillement	RPA99: $\tau b(max) = 5 \text{ PMa}$	2,17	3,06	2,92
	BAEL91: $\tau (max) = 2,5 \text{ MPa}$	1,55	2,18	2,09
ELS		$\sigma_{bc}(max) = 15 \text{ MPa}$	2,95	1,92

Tab. VI-3-2 : ferraillage des voiles longitudinaux VL2-VL4

			Voiles longitudinaux		
			VL2+VL4		
			zone I	zone II	zone III
caractéristiques géométriques	L (m)		1	1	1
	he (m)		3,06	3,06	3,06
	ep (m)		0,15	0,15	0,15
	B (m2)		0,15	0,15	0,15
	I (m4)		0,013	0,013	0,013
	V (m)		0,50	0,50	0,50
Caractéristiques mécaniques des matériaux	ft28 (MPa)		2,10	2,10	2,10
	fe (MPa)		400	400	400
	σst (MPa)		347,8	347,8	347,8
	σmax (KN/cm2)		4070,00	1840,00	930,00
	σmin (KN/cm2)		-9870,00	-5490,00	-2960,00
	T (KN)		89,67	79,80	49,03
Calcul des sollicitations.	Nser (KN)		526,81	332,96	181,15
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc (m)		0,29	0,25	0,24
	Lt (m)		0,71	0,75	0,76
	d (m)		0,19	0,17	0,16
	Lt-d (m)		0,51	0,58	0,60
	σ1 (KN/m2)		-7156,67	-4263,33	-2340,00
	Nu1 (KN)		248,56	122,42	63,35
	Nu2 (KN)		104,48	53,51	27,97
Calcul des armatures.	Amin (cm2)	Bt.ft28/fe [1]	1,53	1,32	1,26
		0,002.Bt [2]	0,58	0,50	0,48
		0.23*B*ft28/fe [3]	0,35	0,03	0,03
		max ([1] ; [2] ; [3]) [4]	1,53	1,32	1,26
	Av1 (cm2)	Nu1/σst [5]	0,71	3,52	1,82
		max ([4] ; [5])	1,53	3,52	1,82
	Av2 (cm2)	Nu2/σst [6]	3,00	1,54	0,80
		max ([4] ; [6])	0,86	1,54	1,26
	Avj (cm2)		3,45	3,07	1,89
	Bande1	A1 (cm2)	2,40	4,29	2,29
		Choix des barres/nappe	3HA14	3HA14	3HA14
		sections adoptées/nappe (cm2)	4,62	4,62	4,62
	Bande2	A2 (cm2)	3,87	2,31	1,73
		Choix des barres/nappe	6HA12	6HA12	6HA12
		sections adoptées/nappe (cm2)	6,79	6,79	6,79
	armatures horizontales (cm2)	RPA99	2,25	2,25	2,25
		BAEL91	12,66	6,75	3,85
		choix/nappe/ml	9HA14	5HA14	5HA14
	armatures transversales/m2		4HA8	4HA8	4HA8
Vérification des contraintes	Cisaillement	RPA99: τ b(max) = 5 PMa	0,93	0,83	0,51
		BAEL91: τ (max) = 2,5MPa	0,66	0,59	0,36
	ELS	σbc(max) = 15 MPa	2,33	1,75	1,05

Tab. VI-3-3 : ferraillage du voile longitudinal VL3

			Voiles longitudinaux		
			VL3		
			zone I	zone II	zone III
caractéristiques géométriques	L (m)		2	2	2
	he (m)		3,06	3,06	3,06
	ep (m)		0,15	0,15	0,15
	B (m2)		0,30	0,30	0,30
	I (m4)		0,100	0,100	0,100
	V (m)		1,00	1,00	1,00
Caractéristiques mécaniques des matériaux	ft28 (MPa)		2,10	2,10	2,10
	fe (MPa)		400	400	400
	σst (MPa)		347,8	347,8	347,8
	σmax (KN/cm2)		3760,00	860,00	50,00
	σmin (KN/cm2)		-10070,00	3880,00	1950,00
	T (KN)		326,81	100,11	64,97
Calcul des sollicitations.	Nser (KN)		1062,96	369,76	326,81
	Nature de la section		SPC	SET	SET
	Lc (m)		0,54	/	/
	Lt (m)		1,46	2,00	2,00
	d (m)		0,36	0,67	0,67
	Lt-d (m)		1,09	1,33	1,33
	σ1 (KN/m2)		-7563,33	1436,67	658,33
	σ2 (KN/m2)		/	2873,33	1316,67
	Nu1 (KN)		479,40	114,83	35,42
	Nu2 (KN)		205,63	215,50	98,75
	Nu3(KN)		/	337,67	163,33
Calcul des armatures.	Amin (cm2)	Bt.ft28/fe [1]	2,85	10,50	10,50
		0,002.Bt [2]	1,09	4,00	4,00
		0.23*B*ft28/fe [3]	0,66	2,42	2,42
		max ([1] ; [2] ; [3]) [4]	2,85	10,50	10,50
	Av1 (cm2)	Nu1/σst [5]	1,38	0,33	0,1
		max ([4] ; [5])	2,85	10,50	10,50
	Av2 (cm2)	Nu2/σst [6]	5,91	0,62	0,28
		max ([4] ; [6])	6,00	10,50	10,50
	Avj (cm2)		12,58	3,85	2,50
	Bande1	A1 (cm2)	6,00	11,46	11,13
		Choix des barres/nappe	6HA12	7HA14	7HA14
		sections adoptées/nappe (cm2)	6,79	14,07	14,07
	Bande2	A2 (cm2)	9,15	11,46	11,13
		Choix des barres/nappe	10HA12	7HA14	7HA14
		sections adoptées/nappe (cm2)	11,31	14,07	14,07
	Bande3	A3 (cm2)	/	11,75	12,40
		Choix des barres/nappe	/	12HA12	12HA12
		sections adoptées/nappe (cm2)	/	13,57	13,57
	armatures horizontales (cm2)	RPA99	4,5	8,67	8,66
		BAEL91	4,53	6,75	3,85
		choix/nappe/ml	6HA12	8HA12	8HA12
	armatures transversales/m2		4HA8	4HA8	4HA8
Vérification des contraintes	Cisaillement	RPA99: τ b(max) = 5 PMa	1,69	0,52	0,34
		BAEL91: τ (max) = 2,5 MPa	1,21	0,37	0,24
	ELS	obc(max) = 15 MPa	1,09	1,09	1,01

Tab. VI-3-4 : ferraillage des voiles longitudinaux VL6-VL7

			Voiles longitudinaux		
			VL6+VL7		
			zone I	zone II	zone III
caractéristiques géométriques	L (m)		1,85	1,85	1,85
	he (m)		3,06	3,06	3,06
	ep (m)		0,15	0,15	0,15
	B (m2)		0,28	0,28	0,28
	I (m4)		0,079	0,079	0,079
	V (m)		0,93	0,93	0,93
Caractéristiques mécaniques des matériaux	ft28 (MPa)		2,10	2,10	2,10
	fe (MPa)		400	400	400
	σst (MPa)		347,8	347,8	347,8
	σmax (KN/cm2)		2230,00	2020,00	1990,00
	σmin (KN/cm2)		-7010,00	-6250,00	-4040,00
	T (KN)		1018,52	991,80	644,77
	Nser (KN)		963,50	635,02	348,48
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc (m)		0,45	0,45	0,61
	Lt (m)		1,40	1,40	1,24
	d (m)		0,30	0,30	0,41
	Lt-d (m)		1,11	1,10	0,83
	σ1 (KN/m2)		-5523,33	-4903,33	-2713,33
	Nu1 (KN)		279,80	252,00	206,16
	Nu2 (KN)		123,30	110,78	82,83
Calcul des armatures.	Amin (cm2)	Bt.ft28/fe [1]	2,34	2,37	3,21
		0,002.Bt [2]	0,89	0,90	1,22
		0.23*B*ft28/fe [3]	0,54	0,05	0,07
		max ([1] ; [2] ; [3]) [4]	2,34	2,37	3,21
	Av1 (cm2)	Nu1/σst [5]	0,80	0,72	0,59
		max ([4] ; [5])	2,34	2,37	2,21
	Av2 (cm2)	Nu2/σst [6]	3,54	3,19	2,38
		max ([4] ; [6])	12,15	3,19	3,21
	Avj (cm2)		39,21	38,18	24,82
	Bande1	A1 (cm2)	12,15	11,92	9,41
		Choix des barres/nappe	4HA20	4HA20	4HA20
		sections adoptées/nappe (cm2)	12,57	12,57	12,57
	Bande2	A2 (cm2)	21,95	12,73	9,41
		Choix des barres/nappe	16HA14	16HA14	16HA14
		sections adoptées/nappe (cm2)	24,63	24,63	24,63
	armatures horizontales (cm2)	RPA99	4,16	4,16	4,16
		BAEL91	12,66	6,75	3,85
		choix/nappe/ml	12HA12	6HA12	4HA12
	armatures transversales/m2		4HA8	4HA8	4HA8
Vérification des contraintes	Cisaillement	RPA99: τ b(max) = 5 PMa	2,23	2,80	3,61
		BAEL91: τ (max) = 2,5 MPa	1,91	2,03	2,10
	ELS	obc(max) = 15 MPa	2,73	2,00	1,16

Tab. VI-3-5: ferrailage des voiles longitudinaux VL8-VL9

			Voiles longitudinaux		
			VL8+VL9		
			zone I	zone II	zone III
caractéristiques géométriques	L (m)		1,8	1,8	1,8
	he (m)		3,06	3,06	3,06
	ep (m)		0,15	0,15	0,15
	B (m2)		0,27	0,27	0,27
	I (m4)		0,073	0,073	0,073
	V (m)		0,90	0,90	0,90
Caractéristiques mécaniques des matériaux	ft28 (MPa)		2,10	2,10	2,10
	fe (MPa)		400	400	400
	σst (MPa)		347,8	347,8	347,8
	σmax (KN/cm2)		4470,00	870,00	350,00
	σmin (KN/cm2)		-10380,00	3200,00	-2120,00
	T (KN)		168,27	37,44	60,27
Calcul des sollicitations.	Nser (KN)		908,88	589,56	318,31
	Nature de la section		SPC	SET	SPC
	Lc (m)		0,54	/	0,26
	Lt (m)		1,26	1,8	1,54
	d (m)		0,36	0,60	0,17
	Lt-d (m)		0,90	1,20	1,37
	σ1 (KN/m2)		-7400,00	1260,00	-1886,67
	σ2 (KN/m2)		/	2520	/
	Nu1 (KN)		481,68	95,85	51,10
	Nu2 (KN)		200,47	170,10	24,06
	Nu3(KN)		/	257,40	/
Calcul des armatures.	Amin (cm2)	Bt.ft28/fe [1]	2,84	9,45	1,34
		0,002.Bt [2]	1,08	3,60	0,51
		0.23*B*ft28/fe [3]	0,65	2,17	0,03
		max ([1] ; [2] ; [3]) [4]	2,84	9,45	1,34
	Av1 (cm2)	Nu1/σst [5]	1,38	4,89	0,15
		max ([4] ; [5])	2,84	9,45	1,34
	Av2 (cm2)	Nu2/σst [6]	5,76	7,40	0,69
		max ([4] ; [6])	4,46	9,45	1,34
	Avj (cm2)		6,48	1,44	2,32
	Bande1	A1 (cm2)	4,46	9,81	1,92
		Choix des barres/nappe	4HA12	10HA12	4HA12
		sections adoptées/nappe (cm2)	4,52	11,31	4,52
	Bande2	A2 (cm2)	6,08	9,81	1,92
		Choix des barres/nappe	8HA12	10HA12	8HA12
		sections adoptées/nappe (cm2)	9,05	11,31	9,05
	Bande3	A3 (cm2)	/	10,21	/
		Choix des barres/nappe	/	10HA12	/
		sections adoptées/nappe (cm2)	/	11,31	/
	armatures horizontales (cm2)	RPA99	4,05	7,46	4,05
		BAEL91	12,66	6,75	3,85
		choix/nappe/ml	10HA14	8HA12	4HA12
	armatures transversales/m2		4HA8	4HA8	4HA8
Vérification des contraintes	Cisaillement	RPA99: τ b(max) = 5 PMa	0,97	0,22	0,35
		BAEL91: τ (max) = 2,5MPa	0,69	0,15	0,25
	ELS	σbc(max) = 15 MPa	2,63	1,90	1,09

Tab. VI-3-6: ferrailage des voiles transversaux VT1-VT2

			Voiles transversaux		
			VT1+VT2		
			zone I	zone II	zone III
caractéristiques géométriques	L (m)		4,75	4,75	4,75
	he (m)		3,06	3,06	3,06
	ep (m)		0,15	0,15	0,15
	B (m2)		0,71	0,71	0,71
	I (m4)		1,340	1,340	1,340
	V (m)		2,38	2,38	2,38
Caractéristiques mécaniques des matériaux	ft28 (MPa)		2,10	2,10	2,10
	fe (MPa)		400	400	400
	σst (MPa)		347,8	347,8	347,8
	σmax (KN/cm2)		910,00	870,00	200,00
	σmin (KN/cm2)		5590,00	3310,00	1750,00
	T (KN)		821,53	711,23	443,85
	Nser (KN)		2439,92	1637,27	909,37
	Nature de la section		SET	SET	SET
	Lt (m)		4,75	4,75	4,75
	d(m)		1,58	1,58	1,58
Calcul des sollicitations.	Lt-d (m)		3,17	3,17	3,17
	σ1 (KN/m2)		3311,58	996,49	558,77
	σ2 (KN/m2)		6623,16	1992,98	1117,54
	Nu1 (KN)		1002,63	221,65	90,10
	Nu2 (KN)		2359,50	355,00	199,06
	Nu3(KN)		2900,63	629,73	340,52
	Amin (cm2)	Bt.ft28/fe [1]	12,47	24,94	24,94
		0,002.Bt [2]	4,75	9,50	9,50
		0.23*B*ft28/fe [3]	2,87	5,74	5,74
		max ([1] ; [2] ; [3]) [4]	12,47	24,94	24,94
	Av1 (cm2)	Nu1/σst [5]	67,84	10,21	5,72
		max ([4] ; [5])	67,84	24,94	24,94
	Av2 (cm2)	Nu2/σst [6]	83,39	18,10	9,79
		max ([4] ; [6])	83,39	24,94	24,94
	Avj (cm2)		31,63	27,38	17,09
Calcul des armatures.	Bande1	A1 (cm2)	75,74	31,78	29,21
		Choix des barres/nappe	24HA20	10HA20	10HA20
		sections adoptées/nappe (cm2)	75,40	31,42	31,42
	Bande2	A2 (cm2)	75,74	31,78	29,21
		Choix des barres/nappe	24HA20	20HA16	20HA16
		sections adoptées/nappe (cm2)	75,40	40,21	40,21
	Bande3	A3 (cm2)	43,79	31,59	30,47
		Choix des barres/nappe	24HA16	20HA16	20HA16
		sections adoptées/nappe (cm2)	48,05	40,21	40,21
	armatures horizontales (cm2)	RPA99	52,71	23,79	22,22
		BAEL91	12,66	6,75	3,85
		choix/nappe/ml	18HA20	8HA20	8HA20
	armatures transversales/m2		4HA8	4HA8	4HA8
Vérification des contraintes	Cisaillement	RPA99: τ b(max) = 5 PMa	1,79	1,55	0,97
		BAEL91: τ (max) = 2,5 MPa	1,28	1,11	0,69
	ELS	σbc(max) = 15 MPa	3,09	2,17	1,24

Tab. VI-3-7: ferrailage du voile transversal VT3

			Voiles transversaux		
			VT3		
			zone I	zone II	zone III
caractéristiques géométriques	L (m)		3,2	3,2	3,2
	he (m)		3,06	3,06	3,06
	ep (m)		0,15	0,15	0,15
	B (m2)		0,48	0,48	0,48
	I (m4)		0,410	0,410	0,410
	V (m)		1,60	1,60	1,60
Caractéristiques mécaniques des matériaux	ft28 (MPa)		2,10	2,10	2,10
	fe (MPa)		400	400	400
	σst (MPa)		347,8	347,8	347,8
	σmax (KN/cm2)		530,00	720,00	210,00
	σmin (KN/cm2)		5420,00	3120,00	1870,00
	T (KN)		524,02	451,98	285,32
Calcul des sollicitations.	Nser (KN)		1646,30	1108,99	627,76
	Nature de la section		SET	SET	SET
	Lt (m)		3,20	3,20	3,20
	d(m)		1,07	1,07	1,07
	Lt-d (m)		2,13	2,13	2,13
	σ1 (KN/m2)		3425,63	1025,00	618,96
	σ2 (KN/m2)		6851,25	2050	1237,92
	Nu1 (KN)		632,90	139,60	66,32
	Nu2 (KN)		1644,30	246,00	148,55
	Nu3(KN)		1963,40	413,60	248,63
Calcul des armatures.	Amin (cm2)	Bt.ft28/fe [1]	8,40	16,80	16,80
		0,002.Bt [2]	3,20	6,40	6,40
		0.23*B*ft28/fe [3]	1,93	3,86	3,86
		max ([1] ; [2] ; [3]) [4]	8,40	16,80	16,80
	Av1 (cm2)	Nu1/σst [5]	47,27	7,07	4,27
		max ([4] ; [5])	47,27	16,80	16,80
	Av2 (cm2)	Nu2/σst [6]	56,45	11,89	7,15
		max ([4] ; [6])	56,45	16,80	16,80
	Avj (cm2)		20,17	17,40	10,98
	Bande1	A1 (cm2)	52,32	21,15	19,55
		Choix des barres/nappe	18HA20	18HA14	18HA14
		sections adoptées/nappe (cm2)	56,55	24,63	24,63
	Bande2	A2 (cm2)	61,49	21,15	19,55
		Choix des barres/nappe	20HA20	20HA12	20HA12
		sections adoptées/nappe (cm2)	62,83	22,62	22,62
	Bande3	A3 (cm2)	28,65	20,17	20,08
		Choix des barres/nappe	10HA20	10HA16	10HA16
		sections adoptées/nappe (cm2)	31,42	20,11	20,11
	armatures horizontales (cm2)	RPA99	35,62	15,62	14,79
		BAEL91	12,66	6,75	3,85
		choix/nappe/ml	12HA20	10HA14	10HA14
	armatures transversales/m2		4HA8	4HA8	4HA8
Vérification des contraintes	Cisaillement	RPA99: τ b(max) = 5 PMa	1,70	1,46	0,92
		BAEL91: τ (max) = 2,5 MPa	1,21	1,05	0,66
	ELS	obc(max) = 15 MPa	2,96	2,13	1,25

Tab. VI-3-8 : ferraillage des voiles transversaux VT4-VT7

			Voiles transversaux		
			VT4+VT7		
			zone I	zone II	zone III
caractéristiques géométriques	L (m)		2,25	2,25	2,25
	he (m)		3,06	3,06	3,06
	ep (m)		0,15	0,15	0,15
	B (m2)		0,34	0,34	0,34
	I (m4)		0,142	0,142	0,142
	V (m)		1,13	1,13	1,13
Caractéristiques mécaniques des matériaux	ft28 (MPa)		2,10	2,10	2,10
	fe (MPa)		400	400	400
	σst (MPa)		347,8	347,8	347,8
	σmax (KN/cm2)		950,00	810,00	220,00
	σmin (KN/cm2)		4820,00	3310,00	1750,00
	T (KN)		544,76	458,25	431,83
	Nser (KN)		1727,53	1119,58	617,01
	Nature de la section		SET	SET	SET
	Lt (m)		2,25	2,25	2,25
	d(m)		0,75	0,75	0,75
Calcul des sollicitations.	Lt-d (m)		1,50	1,50	1,50
	σ1 (KN/m2)		3002,22	1193,33	607,78
	σ2 (KN/m2)		6004,44	2386,67	1215,56
	Nu1 (KN)		444,63	112,69	46,56
	Nu2 (KN)		1013,25	201,38	102,56
	Nu3(KN)		1217,75	320,44	166,81
Calcul des armatures.	Amin (cm2)	Bt.ft28/fe [1]	5,91	11,81	11,81
		0,002.Bt [2]	2,25	4,50	4,50
		0.23*B*ft28/fe [3]	1,36	2,72	2,72
		max ([1] ; [2] ; [3]) [4]	5,91	11,81	11,81
	Av1 (cm2)	Nu1/σst [5]	29,13	5,79	2,95
		max ([4] ; [5])	29,13	11,81	11,81
	Av2 (cm2)	Nu2/σst [6]	35,01	9,21	4,80
		max ([4] ; [6])	35,01	11,81	11,81
	Avj (cm2)		20,97	17,64	16,63
	Bande1	A1 (cm2)	34,37	16,22	15,97
		Choix des barres/nappe	12HA20	12HA14	12HA14
		sections adoptées/nappe (cm2)	37,70	18,47	18,47
	Bande2	A2 (cm2)	40,25	16,22	15,97
		Choix des barres/nappe	12HA20	12HA14	12HA14
		sections adoptées/nappe (cm2)	40,84	18,47	18,47
	Bande3	A3 (cm2)	20,28	13,42	13,72
		Choix des barres/nappe	12HA16	12HA14	12HA14
		sections adoptées/nappe (cm2)	24,13	18,47	18,47
	armatures horizontales (cm2)	RPA99	23,73	11,47	11,42
		BAEL91	12,66	6,75	3,85
		choix/nappe/ml	12HA16	8HA14	8HA14
	armatures transversales/m2		4HA8	4HA8	4HA8
Vérification des contraintes	Cisaillement	RPA99: τ b(max) = 5 PMa	2,51	2,11	1,99
		BAEL91: τ (max) = 2,5 MPa	1,79	1,51	1,42
	ELS	obc(max) = 15 MPa	4,18	2,96	1,71

Tab. VI-3-9: ferraillage du voile transversal VT8

			Voiles transversaux		
			VT8		
			zone I	zone II	zone III
caractéristiques géométriques	L (m)		4,15	4,15	4,15
	he (m)		3,06	3,06	3,06
	ep (m)		0,15	0,15	0,15
	B (m2)		0,62	0,62	0,62
	I (m4)		0,893	0,893	0,893
	V (m)		2,08	2,08	2,08
Caractéristiques mécaniques des matériaux	ft28 (MPa)		2,10	2,10	2,10
	fe (MPa)		400	400	400
	σst (MPa)		347,8	347,8	347,8
	σmax (KN/cm2)		890,00	830,00	240,00
	σmin (KN/cm2)		5150,00	3180,00	1650,00
	T (KN)		637,61	533,46	329,61
	Nser (KN)		2079,74	1352,42	733,14
	Nature de la section		SET	SET	SET
	Lt (m)		4,15	4,15	4,15
	d(m)		1,38	1,38	1,38
Calcul des sollicitations.	Lt-d (m)		2,77	2,77	2,77
	σ1 (KN/m2)		3054,46	983,33	527,83
	σ2 (KN/m2)		6108,91	1966,67	1057,66
	Nu1 (KN)		818,48	188,13	79,66
	Nu2 (KN)		1901,40	306,06	164,29
	Nu3(KN)		2336,23	533,97	280,71
Calcul des armatures.	Amin (cm2)	Bt.ft28/fe [1]	10,89	21,79	21,79
		0,002.Bt [2]	4,15	8,30	8,30
		0.23*B*ft28/fe [3]	2,51	5,01	5,01
		max ([1] ; [2] ; [3]) [4]	10,89	21,79	21,79
	Av1 (cm2)	Nu1/σst [5]	54,67	8,80	4,72
		max ([4] ; [5])	54,67	21,79	21,79
	Av2 (cm2)	Nu2/σst [6]	67,17	15,35	8,07
		max ([4] ; [6])	67,17	21,79	21,79
	Avj (cm2)		24,55	20,54	12,69
	Bande1	A1 (cm2)	60,80	26,92	24,96
		Choix des barres/nappe	20HA20	20HA14	20HA14
		sections adoptées/nappe (cm2)	62,63	30,79	30,79
	Bande2	A2 (cm2)	61,33	26,92	24,96
		Choix des barres/nappe	20HA20	20HA14	20HA14
		sections adoptées/nappe (cm2)	62,63	30,79	30,79
	Bande3	A3 (cm2)	38,24	27,15	26,59
		Choix des barres/nappe	20HA16	20HA14	20HA14
		sections adoptées/nappe (cm2)	40,21	30,79	30,79
	armatures horizontales (cm2)	RPA99	43,09	20,25	19,13
		BAEL91	12,66	6,75	3,85
		choix/nappe/ml	14HA20	10HA16	10HA16
	armatures transversales/m2		104HA8	4HA8	4HA8
Vérification des contraintes	Cisaillement	RPA99: τ b(max) = 5 PMa	1,59	1,33	0,82
		BAEL91: τ (max) = 2,5 MPa	1,14	0,95	0,59
	ELS	obc(max) = 15 MPa	2,98	2,04	1,14

Tab. VI-3-10 : ferraillage du voile transversal VT9

			Voiles transversaux		
			VT9		
			zone I	zone II	zone III
caractéristiques géométriques	L (m)		1,8	1,8	1,8
	he (m)		3,06	3,06	3,06
	ep (m)		0,15	0,15	0,15
	B (m2)		0,27	0,27	0,27
	I (m4)		0,073	0,073	0,073
	V (m)		0,90	0,90	0,90
Caractéristiques mécaniques des matériaux	ft28 (MPa)		2,10	2,10	2,10
	fe (MPa)		400	400	400
	σst (MPa)		347,8	347,8	347,8
	σmax (KN/cm2)		1240,00	1070,00	180,00
	σmin (KN/cm2)		5250,00	3020,00	1680,00
	T (KN)		139,07	43,60	62,94
	Nser (KN)		885,54	583,69	318,58
	Nature de la section		SET	SET	SET
	Lt (m)		1,80	1,80	1,80
	d(m)		0,60	0,60	0,60
Calcul des sollicitations.	Lt-d (m)		1,20	1,20	1,20
	σ1 (KN/m2)		3362,22	1244,44	600,00
	σ2 (KN/m2)		6724,44	2488,89	1200
	Nu1 (KN)		414,20	104,15	35,10
	Nu2 (KN)		907,80	168,00	81,00
	Nu3(KN)		1077,70	247,90	129,60
Calcul des armatures.	Amin (cm2)	Bt.ft28/fe [1]	4,73	9,45	9,45
		0,002.Bt [2]	1,80	3,60	3,60
		0.23*B*ft28/fe [3]	1,09	2,17	2,17
		max ([1] ; [2] ; [3]) [4]	4,73	9,45	9,45
	Av1 (cm2)	Nu1/σst [5]	26,10	4,83	2,33
		max ([4] ; [5])	26,10	9,45	9,45
	Av2 (cm2)	Nu2/σst [6]	30,98	7,13	,73
		max ([4] ; [6])	30,98	9,45	9,45
	Avj (cm2)		5,35	1,68	2,42
	Bande1	A1 (cm2)	27,44	9,87	10,06
		Choix des barres/nappe	9HA20	9HA20	9HA20
		sections adoptées/nappe (cm2)	28,27	28,27	28,27
	Bande2	A2 (cm2)	28,03	9,87	10,06
		Choix des barres/nappe	9HA20	9HA20	9HA20
		sections adoptées/nappe (cm2)	28,27	28,27	28,27
	Bande3	A3 (cm2)	16,03	9,96	10,8
		Choix des barres/nappe	9HA20	9HA20	9HA20
		sections adoptées/nappe cm2)	28,27	28,27	28,27
	armatures horizontales (cm2)	RPA99	18,95	7,42	7,73
		BAEL91	12,66	6,75	3,85
		choix/nappe/ml	10HA16	4HA16	4HA14
	armatures transversales/m2		4HA8	4HA8	4HA8
Vérification des contraintes	Cisaillement	RPA99: τ b(max) = 5 PMa	0,80	0,25	0,36
		BAEL91: τ (max) = 2,5 MPa	0,57	0,18	0,26
	ELS	σbc(max) = 15 MPa	2,56	1,88	1,09

Tab. VI-3-11: ferrailage des voiles transversaux VT5-VT6

			Voiles transversaux		
			VT5+VT6		
			zone I	zone II	zone III
caractéristiques géométriques	L (m)		1,2	1,2	1,2
	he (m)		3,06	3,06	3,06
	ep (m)		0,15	0,15	0,15
	B (m2)		0,18	0,18	0,18
	I (m4)		0,022	0,022	0,022
	V (m)		0,60	0,60	0,60
Caractéristiques mécaniques des matériaux	ft28 (MPa)		2,10	2,10	2,10
	fe (MPa)		400	400	400
	σst (MPa)		347,8	347,8	347,8
	σmax (KN/cm2)		1140,00	630,00	190,00
	σmin (KN/cm2)		- 6960,00	3700,00	-2030,00
	T (KN)		119,20	49,21	33,96
	Nser (KN)		611,61	396,90	218,16
	Nature de la section		SPC	SET	SPC
Calcul des sollicitations.	Lc (m)		0,17	/	0,10
	Lt (m)		1,03	1,20	1,10
	d (m)		0,4	0,40	0,04
	Lt-d (m)		0,92	0,80	1,03
	σ1 (KN/m2)		-6200,00	1548,33	-1903,33
	σ2 (KN/m2)		/	3096,67	/
	Nu1 (KN)		111,13	65,35	20,20
	Nu2 (KN)		52,36	139,35	9,77
	Nu3(KN)		/	203,90	/
Calcul des armatures.	Amin (cm2)	Bt.ft28/fe [1]	0,89	6,30	0,54
		0,002.Bt [2]	0,34	2,40	0,21
		0.23*B*ft28/fe [3]	0,20	1,45	0,01
		max ([1] ; [2] ; [3]) [4]	0,89	6,30	0,54
	Av1 (cm2)	Nu1/σst [5]	0,32	4,01	0,06
		max ([4] ; [5])	0,89	6,30	0,54
	Av2 (cm2)	Nu2/σst [6]	1,51	5,86	0,28
		max ([4] ; [6])	1,51	6,30	0,54
	Avj (cm2)		4,59	4,59	1,31
	Bande1	A1 (cm2)	2,03	5,08	0,87
		Choix des barres/nappe	5HA12	5HA12	5HA12
		sections adoptées/nappe (cm2)	4,52	5,85	5,85
	Bande2	A2 (cm2)	2,65	5,08	0,87
		Choix des barres/nappe	5HA12	5HA12	5HA12
		sections adoptées/nappe (cm2)	5,85	5,85	5,85
	Bande3	A3 (cm2)	/	6,58	/
		Choix des barres/nappe	/	5HA12	/
		sections adoptées/nappe (cm2)	/	5,85	/
	armatures horizontales (cm2)	RPA99	2,70	5,03	2,70
		BAEL91	12,66	6,75	3,85
		choix/nappe/ml	12HA12	6HA12	4HA12
	armatures transversales/m2		4HA8	4HA8	4HA8
Vérification des contraintes	Cisaillement	RPA99: τ b(max) = 5 PMa	1,03	0,43	0,29
		BAEL91: τ (max) = 2,5MPa	0,74	0,30	0,21
	ELS	σbc(max) = 15 MPa	2,39	1,80	1,07

Chapitre VII : étude de l'infrastructure

VII-1 : Introduction :

Une fondation est, par définition, la partie inférieure de la structure qui permet la transmission des efforts provenant de la superstructure au sol. Ces efforts sont :

- *Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée*
- *Une force horizontale : résultante de l'action sismique.*
- *Un moment pouvant être de valeur variable qui s'exerce dans différents plans.*

La fondation constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque, de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

Selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations, les fondations peuvent être classées comme suit :

- **Fondations superficielles :** (semelles isolées, semelles filantes et radier).
Utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface du sol.
- **Fondations profondes :** (pieux, puits).
Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante, le bon sol est assez profond.

VII-2 : Etude géotechnique du sol :

Le sol devra présenter une résistance suffisante et des tassements acceptables, sous les efforts transmis, pour l'ouvrage lui-même mais également pour les structures avoisinantes.

L'étude géologique du site nous donne une contrainte admissible du sol égale à 2 bars, VII-3 : Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisit essentiellement selon les critères suivants :

- *La résistance du sol.*
- *tassement du sol.*
- *L'importance de la superstructure.*

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- *Stabilité de l'ouvrage (rigidité).*
- *Facilité d'exécution (coffrage).*
- *Economie.*

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles filantes, et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

VII-4 : Dimensionnement :

VII-4-1 : Les semelles filantes :

a) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{sol} = 200\text{KN/m}^2 = 0,20\text{MPa}$)

B : Largeur de la semelle ;

G et Q : charge et surcharge à la base du voile ;

L : longueur de la semelle sous voile ;

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

Tab. VII-1 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversale) :

Le voile	$L(m)$	$N_s(KN)$	$B(m)$	$S=L \times B(m^2)$
VT1	4,75	964	1,10	5,225
VT2	4,75	939	1	4,75
VT3	3,2	769	1,2	3,84
VT4	2,25	764	1,7	3,83
VT5	1,2	328	1,4	1,68
VT6	1,2	318	1,35	1,62
VT7	2,25	749	1,7	3,825
VT8	4,15	1037	1,25	5,19
VT9	1,8	973	2,8	5,04
				37

Tab. VII-2 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinal)

Le voile	L(m)	N _s (KN)	B(m)	S=L×B(m ²)
VL1	3,15	964,21	1,6	5,04
VL2	1	781,44	4	4
VL3	2	939,57	2,45	4,9
VL4	1	742,22	3,8	3,8
VL5	3,15	698,32	1,15	3,62
VL6	1,85	1011,26	2,75	5,09
VL7	1,85	1037,95	2,85	5,27
VL8	1,8	972	2,75	4,96
VL9	1,8	469	1,4	2,52
				39,2

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **St = 76,2 m²**.

b) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

✓ **Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

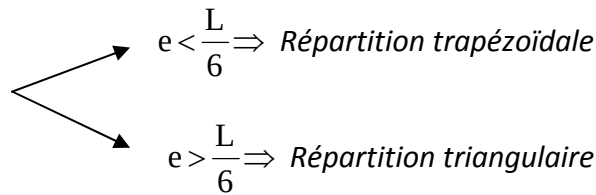
Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

✓ **Etapas de calcul :**

— Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$

— Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

— Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :



$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

Tableau VII-3 : résultantes des forces des semelles filantes sous poteaux :

Poteaux	$N_s [KN]$	$e_i [m]$	$N_s \times e_i [KN.m]$	$M_i [KN.m]$
1	515,60	12,15	6264,54	3,24
2	519,69	8,7	4521,30	0,29
3	523,69	5,25	2749,8	-1,07
4	526,91	2,6	1369,97	-1,26
5	530,23	-0,2	-106,83	0,87
6	535,14	-4,35	-2327,86	0,51
7	538,75	-7,4	-3986,75	3,74
8	544,37	-12,15	-6614,10	-1,49
	$\sum N_s = 4234,46$		$\sum N_s \times e_i = 1870,07$	$\sum M_i = 4,93$

On a :

$$e = 0,44 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{24,3}{6} = 4,05 \text{ m} \longrightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{4234,46}{24,3} \times \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = 193,189 \text{ KN} / m_l$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{4234,46}{24,3} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,44}{24,3}\right) = 183,64 \text{ kN} / m$$

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{4234,46}{24,3} \times \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = 174,257 \text{ KN} / m_l$$

✓ **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{\max}}{\sigma_{SOL}} = \frac{193,189 \times 10^3}{0,2} = 970 \text{ mm} = 0,97 \text{ m} \text{ on prend } B = 1,1 \text{ m}$$

$$\text{On aura donc, } S = 1,1 \times 24,3 = 26,73 \text{ m}^2$$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

Avec n : nombre des portiques.

$$S_{port} = 24,3 \times 4 \times 1,1 + 11 \times 2 \times 1,1 + 13,25 \times 1,1 = 145,69 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_{port} + S_v$$

$$S_t = 76,2 + 145,69 = 221,89 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{st} = 411,7 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{221,89}{411,7} = 0,539$$

$$S_t > 50 \% S_{st}$$

La surface des semelles représente 53,9%

- **Conclusion :**

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment ,on ajoutant la surface du radier sous la cage d'ascenseur on obtient une surface largement supérieure à 50% ,pour cela nous opterons pour un radier général.

vii-4-2: Calcul du radier général :

Un radier est définit comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleur répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution ;

A) Pré dimensionnement du radier :

- **Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25 \text{ cm}$)

- **Selon la condition forfaitaire :**

a) Sous voiles :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \Rightarrow 0,59 \leq h \leq 0,95$$

h : épaisseur du radier

L_{max} : distance entre deux voiles successifs ;

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de $h = 80\text{cm}$.

b) Sous poteaux :

• Dalle :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20},$$

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \geq \frac{575}{20} = 28.75\text{cm}$$

Soit $h_d = 40\text{ cm}$

• Nervure :

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{575}{10} = 57.5\text{cm} \quad \text{Soit} \quad h_n = 70\text{ cm}$$

• Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface **$K = 40\text{ Mpa}$** pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale différé $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86\text{MPa}$

L_{max} : Distance maximale entre nus des nervures.

$$D'o\grave{u} : h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5,75\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0,98 \text{ m}$$

On prend : $h_{ner}=1\text{m}$

- Largeur de la nervure

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n$$

$$0,4 \leq b_n \leq 0,7$$

$\implies$ On prend : $b_n = 50\text{cm}$

c) Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$$h_{ner}=100\text{cm}$$

$$h_{dalle} = 40 \text{ cm}$$

$$b_n = 50 \text{ cm}$$

B) Détermination des efforts :

On prend comme surface du radier celle du bâtiment.

Remarque :

Le BAEI, nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suite :

$$h_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

On opte pour un débord de $h_{deb} = 50 \text{ cm}$

$$\text{Donc : la surface totale du radier : } S_{rad} = S_{batiment} + S_{débord} = 411,7 + 46,75 = 458,45 \text{ m}^2$$

a) Combinaisons d'actions :

$$G = 42023,89 \text{ KN (Les résultats ROBOT 2015)}$$

$$Q = 5813.82 \text{ KN (les résultats ROBOT 2015)}$$

$$\text{L'ELU : } N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 65452,981 \text{ KN}$$

$$\text{L'ELS : } N_s = G + Q = 47837,71 \text{ KN}$$

b) Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$L'ELU : S_{nrad} \geq \frac{N_u}{2 \times \sigma_{SOL}} = \frac{65452,981}{2 \times 200} = 163,63 m^2$$

$$L'ELS : S_{nrad} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{47837,71}{200} = 239,19 m^2$$

D'où :

$$S_{nrad} = \max (S_{rad} ; S_{rad}) = 239,19 m^2$$

$$S_{rad} > S_{nrad} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Détermination des efforts à la base du radier

P_{rad} = Poids de la dalle flottante + poids du TVO + poids de la nervure + poids du tablier

• **Poids de la dalle flottante**

$$P_{df} = (S_{rad} - S_{ner}) \times \rho_b \times e_p$$

$$P_{df} = (458,45 - 66,225) \times 25 \times 0,1 = 990,56 KN$$

• **Poids du TVO :**

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \rho$$

$$P_{TVO} = (458,45 - 66,225) \times (1 - 0,4) \times 20 = 5364,375 KN$$

• **Poids des nervures :** $P_{ner} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$

$$P_{ner} = 0,5 \times (1 - 0,4) \times [(4 \times 224,3) + (13,25) + (11 \times 2)] \times 25 = 993,375 KN$$

• **Poids du tablier :**

$$P_{tab} = S_{rad} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{tab} = 458,45 \times 0,40 \times 25 = 4584,5 KN$$

$$\Longrightarrow G_{rad} = P_{df} + P_{TVO} + P_{ner} + P_{tab}$$

$$G_{rad} = 12451,81 KN$$

• **Poids total de l'ouvrage**

$$G_T = G_{sup} + G_{rad} = 42023,89 + 12451,81 = 54475,70 KN$$

$$Q_T = Q_{sup} + Q_{rad} = 5813,82 + (1,5 \times 458,45) = 6501,495 KN$$

a) **Combinaisons d'actions**

$$A \text{ l'ELU : } N_u = 1,35G + 1,5Q = 83294,44 KN$$

$$A \text{ l'ELS : } N_s = G + Q = 60977,195 KN$$

VII-4-3: Vérification à L'ELU :

a. **Vérification à la contrainte de cisaillement :**

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\}$$

$$b = 1 \text{m}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 0,4 = 0,36 \text{m}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = 535,07 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{535,07 \times 10^3}{1000 \times 360} = 1,48 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{MPa} \right\} = 2,5 \text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b. Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts tranchant (T_0) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

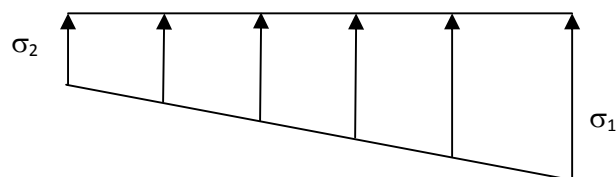
$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$



On doit vérifier que :

$$\text{L'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2\sigma_{SOL}$$

FigureVII-2 : Diagramme des contraintes

$$\text{L'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{SOL}}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

• **Calcul du centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 11,35; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 10,09\text{m}.$$

• **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = 30415,14\text{m}^4$$

$$I_{yy} = 25933,75\text{m}^4$$

• **Calcul des moments :**

$$M_{x0} = 95077,39 \text{ KN.m} ; \quad T_{x0} = 4633,93\text{KN}$$

$$M_{y0} = 97125,9\text{KN.m} ; \quad T_{y0} = 4652,1\text{KN}$$

$$M_{xx} = 95077,39 + (1 \times 4633,9) = 99711,32 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy} = 97125,9\text{KN} + (1 \times 4652,1) = 101778,06\text{KN.m}$$

Tableau VII-4 : les contraintes développées dans le sol

	ELU			ELS			Obser
	$\sigma_1[\text{MPa}]$	$\sigma_2[\text{MPa}]$	$\sigma_m[\text{MPa}]$	$\sigma_1[\text{MPa}]$	$\sigma_2[\text{MPa}]$	$\sigma_m[\text{MPa}]$	
X - X	0,24	0,147	0,216	0,188	0,095	0,165	C.V
Y - Y	0,245	0,143	0,22	0,192	0,091	0,17	C.V

c. **Vérification au poinçonnement :**

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq (0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}) / \gamma_b$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

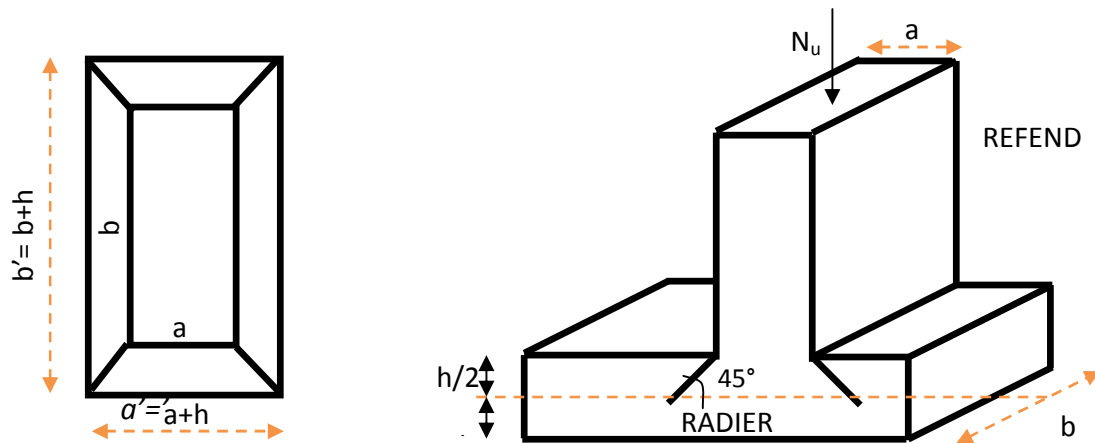


Figure VII-3 :Périmètre utile des voiles et des poteaux

- **Calcul du périmètre utile μ_c :**

- **Poteaux :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,4 + 0,4 + 2 \times 1) = 5,6m$$

$$N_u = 1382,14KN$$

$$N_u < (0,045 \times 5600 \times 1000 \times 25) / 1,5 = 4200 \text{ KN} \dots\dots\dots C.V$$

- **Voile :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,15 + 1 + 2 \times 1) = 6,3 \text{ m}$$

$$N_u = 1418,94KN$$

$$N_u < 0,045 \times 6300 \times 1000 \times 25 / 1,5 = 4725 \text{ KN} \dots\dots\dots C.V$$

VII-4-4:Ferraillage du radier :

a) Ferraillage de la dalle :

Le radier se ferraille comme une dalle pleine renversé s'appuyant sur les nervures qui sont à sa partie supérieur et soumis à la réaction du sol.

On distingue deux cas :

- **1^{er} Cas :**

Si $\rho < 0,4$: la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{Et} \quad M_{oy} = 0$$

• **2^{eme} Cas :**

Si $0,4 \leq \rho \leq 1$: 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 données par les tables de PIGEAUD.

Avec $\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} (L_x < L_y)$

• **Remarque :**

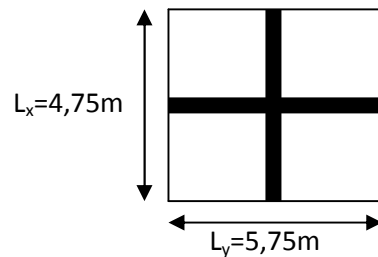
Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

b) Identification du panneau :

$$L_x = 4,75m ; L_y = 5,75m$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,75}{5,75} = 0,82$$

$$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$



Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale $\sigma_M^{\max}$, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

L'ELU :

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 220 - \frac{12451,81}{458,45} = 246,43.kN / m^2$$

L'E.L.S :

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 170 - \frac{12451,81}{458,845} = 196,43 \text{ kN/m}^2$$

c) Calcul à L ELU :

$$q_u = 246,43 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho = 0,764 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0542 \\ U_y = 0,631 \end{cases}$$

• **Calcul des moments M_{0x} et M_{0y} :**

$$M_{0x} = u_x \times q_x \times l_x^2 = 0,0542 \times 246,43 \times (4,75)^2 = 301,35 \text{ KN}$$

$$M_{0y} = u_y \times M_{0x} = 0,631 \times 301,35 = 190,155 \text{ KN}$$

• **Appuis de rives :**

$$M_x^a = 0,3M_x = 0,3 \times 301,35 = 90,405 \text{ KN.m}$$

• **Appuis intermédiaires :**

$$M_y^a = 0,5M_x = 0,5 \times 301,35 = 150,67 \text{ KN.m}$$

• **En travées :**

$$M_x^t = 0,85M_x = 0,85(301,35) = 256,15 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85M_y = 0,85(190,155) = 161,63 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferraillage dans le sens X-X :**

• **Aux appuis :**

$$M_{app} = 0,5M_x = 150,67 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{150,67 \times 10^6}{1000 \times 370^2 \times 14,2} = 0,077 < u_l = 0,392. \rightarrow \text{La section est simplement armée}$$

$$\mu_u = 0,077 \rightarrow \beta = 0,959 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{app}^x = \frac{M}{B d \sigma_{stt}} = \frac{150,67 \times 10^6}{0,959 \times 370 \times 348} = 12,20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 8HA14 = 12,32 \text{ cm}^2 / m_l.$$

$$\text{Avec : } S_t = 12 \text{ cm}$$

• **En travée :**

$$M_t = 256,15 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{256,15 \times 10^6}{1000 \times 370^2 \times 14,2} = 0,13 < U_1 = 0,392. \rightarrow \text{La section est simplement armée}$$

$$\mu_u = 0,13 \rightarrow \beta = 0,930 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{tr} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{256,15 \times 10^6}{0,930 \times 370 \times 348} = 21,39 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 8 \text{ HA } 20 = 21,99 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Avec : } S_t = 12 \text{ cm}$$

➤ **Ferraillage dans le sens y - y :**

• **Aux appuis :**

$$M_{app} = (0,5) \times 190,155 = 95,08 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{95,08 \times 10^6}{1000 \times 370^2 \times 14,2} = 0,049 < 0,392 \rightarrow \text{La section est simplement armée}$$

$$\mu_u = 0,049 \rightarrow \beta = 0,974 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{app}^y = \frac{M_{app}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{95,08 \times 10^6}{0,974 \times 370 \times 348} = 7,58 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5 \text{ HA } 14 = 7,70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Avec : } S_t = 20 \text{ cm}$$

• **En travée :**

$$M_t = 0,85 \times 95,08 = 161,63 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{161,63 \times 10^6}{1000 \times 370^2 \times 14,2} = 0,083 < 0,392 \rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_u = 0,083 \rightarrow \beta = 0,957 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{161,63 \times 10^3}{0,957 \times 370 \times 348} = 13,11 \text{ cm}^2$$

Soit : 7HA16 = 14 cm²/ml.

Avec : S_t = 14 cm

d) Vérification de la condition de non fragilité (Article B.7.41 BAEL91):

• **Sens (X-X) :**

$$\rho_x = \frac{A_x}{bh} \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) \implies A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) \cdot b \cdot h$$

ρ_0 : Taux de pourcentage d'acier minimal réglementaire ($\rho_0 = 0,0008$ pour les HA FeE400).

ρ_x : Taux de pourcentage d'acier égal au rapport de la section d'armatures minimale à la section totale du béton.

$$A_x^{min} = 0,0008 \times 100 \times 40 \times \left(\frac{3-0,82}{2} \right) = 3,49 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_{ua}^x = 12,20 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3,49 \text{ cm}^2$

En travée : $A_{ut}^x = 21,99 > A_{min} = 3,49 \text{ cm}^2$

• **Sens (Y-Y) :**

$$\rho_y = \frac{A_y}{bh} \geq \rho_0 \implies A_y \geq \rho_0 \cdot b \cdot h$$

$$A_y^{min} = 0,0008 \times 100 \times 40 = 3,2 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_{ua}^y = 7,70 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3,2 \text{ cm}^2$

En travée : $A_{ut}^y = 14,07 > A_{min} = 3,2 \text{ cm}^2$

e) Espacement des armatures : (Art A8.2.42 BAEL91)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

• **Direction la plus sollicitée (sens x-x) :**

✓ En travée : S_t = 12 cm < min (3h, 33cm) = 33cm.

✓ Aux appuis: S_t = 12cm < 33cm

• **Direction la moins sollicitée (sens y-y) :**

✓ En travée : S_t = 14 cm < min (4h, 45cm) = 45cm

✓ Aux appuis S_t = 20cm < 45cm

VII-4-5:Vérification à L'ELS

- Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ et $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

$$v = 0,2 \quad \mu_x = 0,0610 \quad \mu_y = 0,737$$

$$\begin{cases} M_x = 0,0766 \times 196,43 \times (4,75)^2 = 270,35 \text{ KN.m} \\ M_y = 0,737 \times 270,35 = 41,79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Contrainte de compression du béton :

- En travées :
- Sens / X-X :

$$M_x^t = 270,35 \times 0,85 = 229,8 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{229,8 \times 10^6}{1000 \times 370^2 \times 14,2} = 0,118 < 0,392 \longrightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_u = 0,083 \rightarrow \beta = 0,957 \quad (\text{Tableau})$$

$$A^t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{229,8 \times 10^6}{0,957 \times 370 \times 348} = 19,04 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 19,04}{100 \times 37} = 0,51 \rightarrow \beta_1 = 0,892 \rightarrow K_1 = 31,30$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_x^t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{229,8 \times 10^6}{0,892 \times 370 \times 1904} = 365,69 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{31,30} = 0,032$$

$$\sigma_{bc} = 0,032 \times 365,69 = 7,8511,68 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens Y-Y :

$$M_y^t = 199,25 \times 0,85 = 169,36 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_y^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{169,36 \times 10^6}{1000 \times 370^2 \times 14,2} = 0,087 < 0,392 \longrightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_u = 0,087 \rightarrow \beta = 0,955 \quad (\text{Tableau})$$

$$A^t = \frac{M_y^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{169,36 \times 10^6}{0,955 \times 370 \times 348} = 13,77 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 13,77}{100 \times 37} = 0,372 \rightarrow \beta_1 = 0,9045 \rightarrow K_1 = 37,91$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_y^t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{169,36 \times 10^6}{0,9045 \times 370 \times 1377} = 367,5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{37,91} = 0,026$$

$$\sigma_{bc} = 0,026 \times 367,5 = 9,56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

- **Sens X-X :**

$$M_x^a = 0,5 \times 270,35 = 135,17 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{135,17 \times 10^6}{1000 \times 370^2 \times 14,2} = 0,069 < 0,392 \rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_u = 0,069 \rightarrow \beta = 0,965 \quad (\text{Tableau})$$

$$A^t = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{135,17 \times 10^6}{0,965 \times 370 \times 348} = 10,87 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 10,87}{100 \times 37} = 0,29 \rightarrow \beta_1 = 0,915 \rightarrow K_1 = 43,82$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_x^a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{135,17 \times 10^6}{0,915 \times 370 \times 1087} = 367,3 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{43,82} = 0,022$$

$$\sigma_{bc} = 0,022 \times 367,3 = 8,08 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens Y-Y :**

$$M_x^a = 0,5 \times 199,25 = 99,62 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_y^a}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{99,62 \times 10^6}{1000 \times 370^2 \times 14,2} = 0,051 < 0,392 \longrightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_u = 0,051 \rightarrow \beta = 0,9735 \quad (\text{Tableau})$$

$$A^t = \frac{M_y^a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{99,62 \times 10^6}{0,9735 \times 370 \times 348} = 7,94 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 794}{100 \times 37} = 0,21 \rightarrow \beta_1 = 0,926 \rightarrow K_1 = 52,57$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_y^a}{\beta_1.d.A_t} = \frac{99,62 \times 10^6}{0,915 \times 370 \times 794} = 366,2 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K.\sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{52,57} = 0,019$$

$$\sigma_{bc} = 0,019 \times 366,2 = 6,95 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VII-4-6 : Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie.

• Sollicitation de calcul

$$\text{A l'ELU : } q_u = 246,43 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-q_u \times L^2}{2} = \frac{-246,43 \times 0,5^2}{2} = -30,8 \text{ KN.m}$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = 196,43 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-q_s \times L^2}{2} = \frac{-196,43 \times 0,5^2}{2} = -24,55 \text{ KN.m}$$

• Calcul des armatures

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{30,8 \times 10^6}{1000 \times 370^2 \times 14,2} = 0,015 < 0,392 \longrightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_u = 0,015 \rightarrow \beta = 0,9925 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{30,8 \times 10^6}{0,9925 \times 370 \times 348} = 2,41 \text{ cm}^2$$

- **Remarque**

Les armatures de la dalle du radier sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolongées et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

VII-4-8 : 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 ferrillé identiquement.

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.

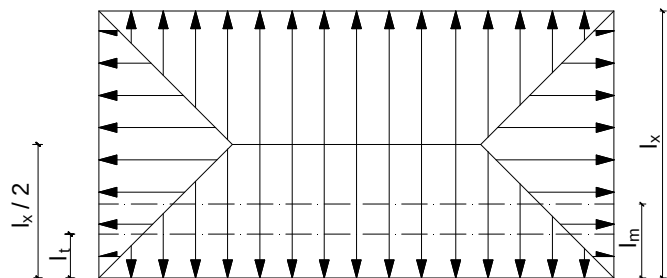
a) Chargement simplifié admis :

Cela consiste à trouver la largeur de dalle (panneau) correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le digramme trapézoïdal. Ainsi sous ce chargement devenu uniformément reparté et le calcul devient classique

- **Charge trapézoïdale :**

$$l_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

$$l_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$$



- **Charge triangulaire :**

Figure VII-4 :la répartition des charges dans le panneau

$$l_m = 0.333l_x$$

$$l_t = 0.25l_x$$

- **Charges à considérer :**

✓ **Sens longitudinal : charge trapézoïdale :**

$$= 1.58m$$

$$= 1.84m$$

$$q_{Mu} = q_u \times L_m = 246,43 \times 1.84 = 453,43KN / ml.$$

$$q_{Ms} = q_s \times L_m = 246,43 \times 1.84 = 361,43KN / ml.$$

$$q_{Tu} = q_u \times L_t = 246,43 \times 1,48 = 310,36KN / ml.$$

✓ Sens transversal : charge triangulaire :

$$=1,19m$$

$$=1,58m$$

$$q_{Mu} = q_u \times L_m = 246,43 \times 1,58 = 389,36 \text{ KN / ml.}$$

$$q_{Ms} = q_s \times L_m = 196,43 \times 1,19 = 310,36 \text{ KN / ml.}$$

$$q_{Tu} = q_u \times L_t = 246,43 \times 1,19 = 293,25 \text{ KN / ml.}$$

b) Détermination des efforts :

• Sens transversal :

1) E.L.U

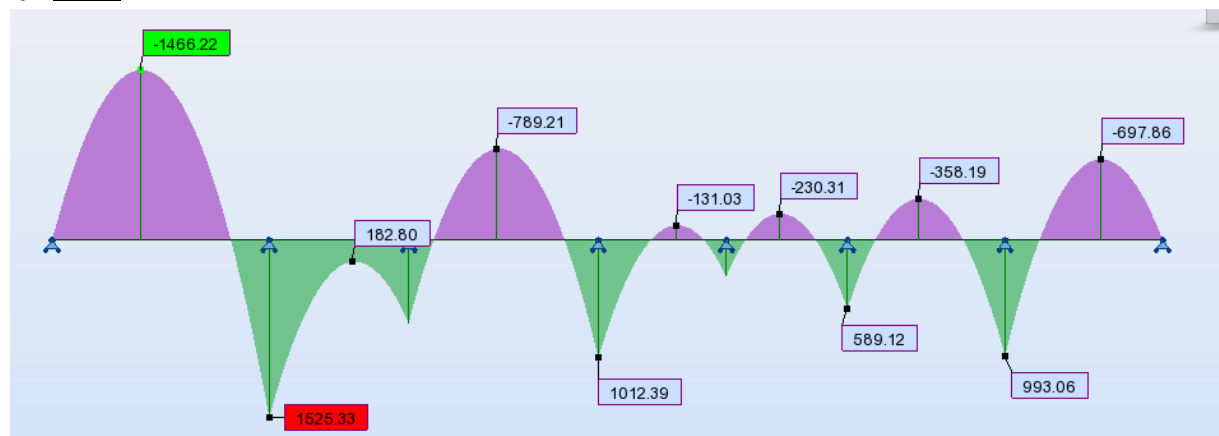


Figure VII-5 : Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.U [KN.]

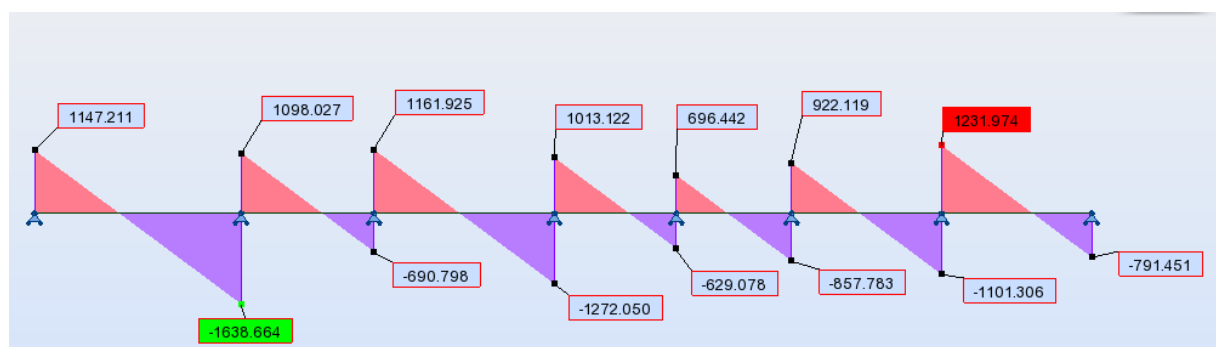


Figure VII-6 : Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U [KN]

Le ferrailage se fera avec les moments Max aux appuis et en travées dans le sens longitudinal et transversal.

a. Calcul des armatures :

$$M_t^{\max} = -1466,22 \text{ KN}.$$

$$M_a^{\max} = 1525,23 \text{ KN.m}$$

$$b = 50 \text{ cm}, h = 100 \text{ cm}, d = 96 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$b = 50 \text{ cm}, h = 100 \text{ cm}, d = 96 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

• Aux appuis :

$$M_{app} = 1525,23 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1525,23 \times 10^6}{500 \times 960^2 \times 14,2} = 0,233 < 0,392 \longrightarrow \text{La section est simplement armée}$$

$$\mu_u = 0,233 \rightarrow \beta = 0,8655$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1525,23 \times 10^6}{0,8655 \times 960 \times 348} = 52,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 10 \text{ HA } 25 + 2 \text{ HA } 20 \text{ (Chapeaux)} = 55,48 \text{ cm}^2. \quad \text{Avec : } S_t = 11 \text{ cm}$$

• En travées :

$$M_t = -1466,22 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1466,22 \times 10^6}{500 \times 960^2 \times 14,2} = 0,224 < 0,392 \longrightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_u = 0,224 \rightarrow \beta = 0,872$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1466,22 \times 10^6}{0,872 \times 960 \times 348} = 50,33 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 10 \text{ HA } 25 + 2 \text{ HA } 20 = 55,48 \text{ cm}^2. \quad \text{Avec : } S_t = 11 \text{ cm}.$$

2) E.L.S

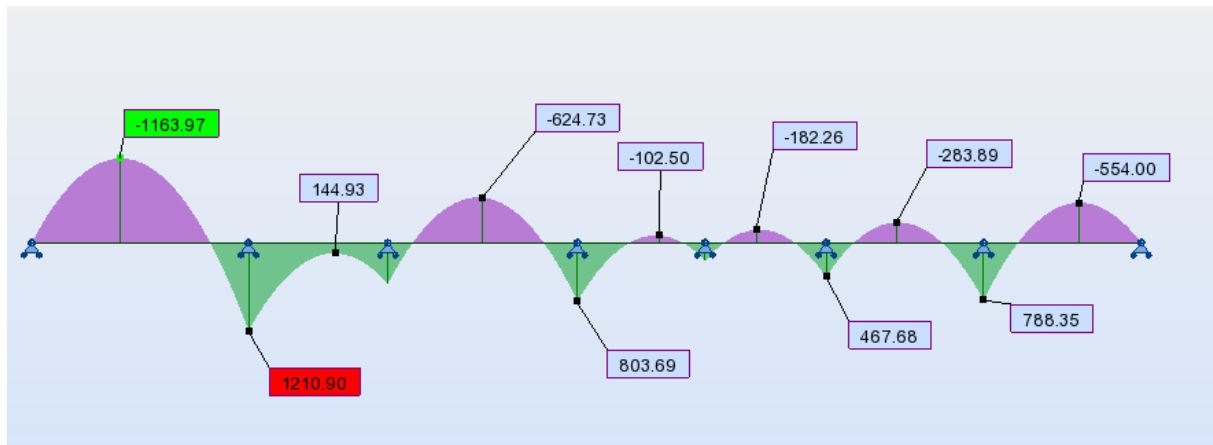


Figure VII-7 : Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S [KN.m]

b. Vérification à l'E.L.S:

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Tab .VII-5 : état limite de compression du béton dans le sens transversal (1^{er} cas)

Sens	Zone	Mu	Ms	γ	μ	α	Rapport	Obs.
X-X	Appuis	1525,23	1210,90	1,26	0,185	0,258	0,38	Condition vérifiée
	Travée	1466,22	1163,97	1,26	0,178	0,246	0,38	Condition vérifiée

• Sens longitudinal :

1) E.L.U

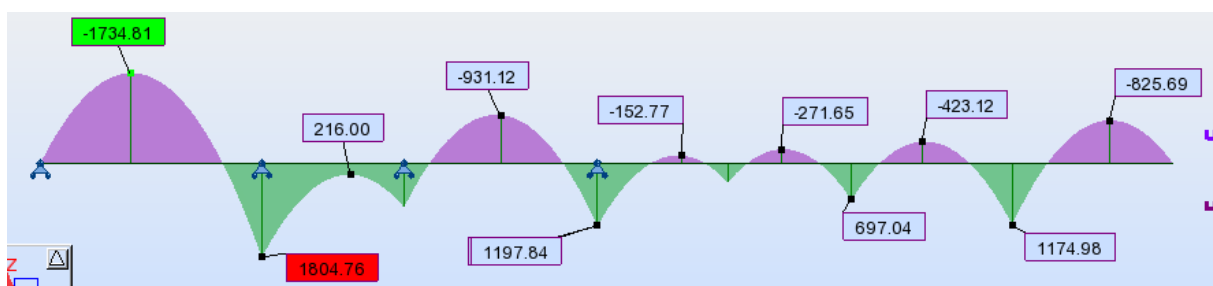


Figure VII-8 : Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.U [KN.m]

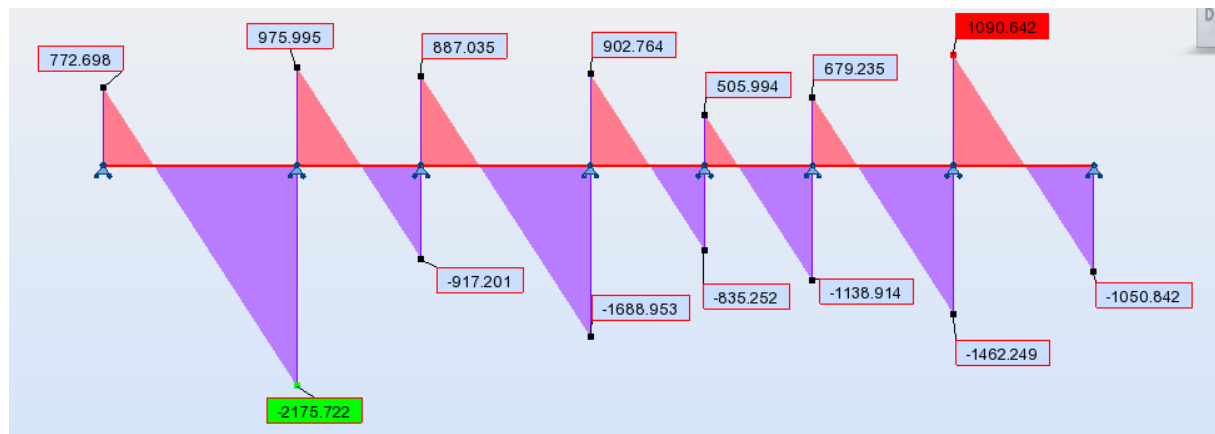


Figure VII-9 : Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U [KN]

a. Calcul des armatures :

$$M_t^{\max} = -1734,81 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 1804,76 \text{ KN.m}$$

$$b = 50 \text{ cm}, h = 100 \text{ cm}, d = 96 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}, \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

• **Aux appuis :**

$$M_{app} = 1804,76 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1804,76 \times 10^6}{500 \times 960^2 \times 14,2} = 0,276 < 0,392 \longrightarrow \text{La section est simplement armée}$$

$$\mu_u = 0,276 \rightarrow \beta = 0,835$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1804,76 \times 10^6}{0,835 \times 960 \times 348} = 64,80 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 10\text{HA}25+5\text{HA}20(\text{chapeaux})=64,80 \text{ cm}^2. \text{ Avec : } S_t = 11 \text{ cm}$$

• **En travée :**

$$M_t = 1734,81 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1734,81 \times 10^6}{500 \times 960^2 \times 14,2} = 0,265 < 0,392 \longrightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_u = 0,265 \rightarrow \beta = 0,8425$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1734,81 \times 10^6}{0,8425 \times 960 \times 348} = 61,63 \text{ cm}^2$$

Soit : $10HA25+5HA20=64,80\text{cm}^2$. Avec : $S_t = 11\text{ cm}$

2) E.L.S

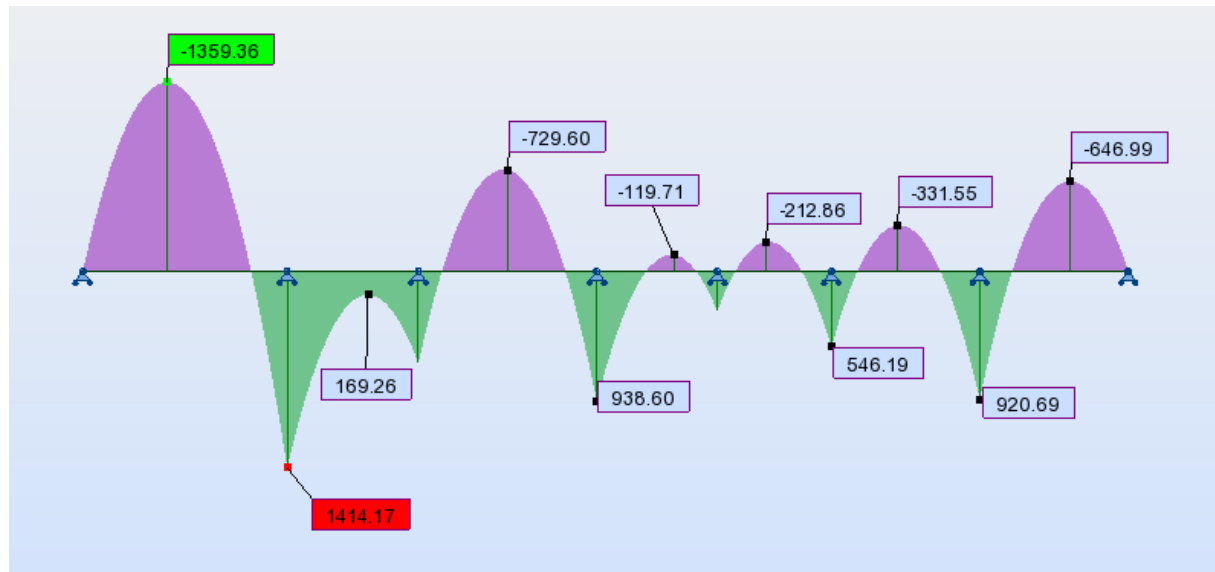


Figure VII-10 : Diagramme de moment fléchissant à l'E.L.S

• Vérification à l'E.L.S :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Tab .VII-6 : état limite de compression du béton dans le sens longitudinal (1^{er} cas)

Sens	Zone	M_u	M_s				Rapport	Obs.
Y-Y	Appuis	1804,76	1414,17	1,27	0,216	0,3079	0,385	Condition vérifiée
	Travée	1734,81	1359,36	1,27	0,208	0,2948	0,385	Condition vérifiée

• Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0.23b d f_{t28}}{f_e} = 5,79 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

1) Armatures transversales :

• Diamètre minimal :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{25}{3} = 8,33 \text{ mm}$$

Soit : $\phi = 10 \text{ mm}$.

- **Espacement des armatures :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{25 ; 30\}$$

Soit : **$S_t = 10 \text{ cm}$** en zone nodale

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 50 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante

Donc on prend : $S_t = 10 \text{ cm}$: en zone nodale

$S_t = 15 \text{ cm}$: en zone courante

- **La quantité Armatures transversale minimales :**

✓ **En zone nodale :** $A_{min} = 0.003 S_t b = 1.5 \text{ cm}^2$

✓ **En zone courante :** $A_{min} = 0.003 S_t b = 2.25 \text{ cm}^2$

On opte pour : $A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$.

2) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

- **Sens longitudinal:** $T_{u \max} = 1090,642 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{1090,642 \times 10^3}{500 \times 960} = 2.27 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens transversal:** $T_{u \max} = 1231,974 \text{ Kn}$

$$\tau_u = \frac{1231,974 \times 10^3}{500 \times 960} = 2,43 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque : vu que les ferrailage calculé pour le panneau précédent est trop élevé, (longueur des travées, moments fléchissant, efforts tranchant), on va effectuer un autre calcul pour les autres panneaux, dans le but de diminuer le ferrailage.

Pour cela, on prend les moments aux appuis et en travées.

A) Determination des efforts :

• **Sens transversal :**

$$M_t^{\max} = -789,21 \text{ KN}.$$

$$M_a^{\max} = 1012,39 \text{ KN.m}$$

$$T_{u \max} = 1161,925 \text{ KN}$$

• **Sens longitudinal :**

$$M_t^{\max} = -1197,64 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 931,12 \text{ KN.m}$$

B) Calcul des armatures:

• **Sens transversal :**

1) E.L.U

$$M_t^{\max} = -789,21 \text{ KN}.$$

$$M_a^{\max} = 1012,39 \text{ KN.m}$$

$$b = 50 \text{ cm}, h = 100 \text{ cm}, d = 96 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}, \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

$$b = 50 \text{ cm}, h = 100 \text{ cm}, d = 96 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}, \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

• **Aux appuis :**

$$M_{app} = 1012,38 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1012,39 \times 10^6}{500 \times 960^2 \times 14,2} = 0,15 < 0,392 \longrightarrow \text{La section est simplement armée}$$

$$\mu_u = 0,15 \rightarrow \beta = 0,918$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1012,39 \times 10^6}{0,918 \times 960 \times 348} = 33,01 \text{ cm}^2$$

Soit : 10HA20+2HA16 (Chapeaux)=35,44cm². Avec : S_t = 11cm

• **En travées :**

$$M_t = -789,21 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{789,21 \times 10^6}{500 \times 960^2 \times 14,2} = 0,12 < 0,392 \longrightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_u = 0,12 \rightarrow \beta = 0,936$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{789,21 \times 10^6}{0,936 \times 960 \times 348} = 25,23 \text{ cm}^2$$

Soit : $10HA16+2HA20=26,36 \text{ cm}^2$. Avec : $S_t = 11 \text{ cm}$.

2) Vérification à l'E.L.S:

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Tab .VII-7 : état limite de compression du béton dans le sens transversal (2^{ème} cas)

Sens	Zone	Mu	Ms				Rapport	Obs.
X-X	Appuis	1012,39	803,69	1,26	0,122	0,16	0,38	Condition vérifiée
	Travée	789,21	624,73	1,26	0,178	0,246	0,38	Condition vérifiée

• Sens longitudinal :

1) E.L.U

$$M_t^{\max} = -1197,64 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 931,12 \text{ KN.m}$$

$$T_{u \max} = 975,995 \text{ kN}$$

• Aux appuis :

$$M_{app} = 1197,64 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1197,64 \times 10^6}{500 \times 960^2 \times 14,2} = 0,18 < 0,392 \longrightarrow \text{La section est simplement armée}$$

$$\mu_u = 0,18 \rightarrow \beta = 0,9$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1197,64 \times 10^6}{0,9 \times 960 \times 348} = 39,80 \text{ cm}^2$$

Soit : $10HA20+5HA16 \text{ (chapeaux)}=41,47 \text{ cm}^2$. Avec : $S_t = 11 \text{ cm}$

• En travée :

$$M_t = -931,12 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{931,12 \times 10^6}{500 \times 960^2 \times 14,2} = 0,14 < 0,392 \longrightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_u = 0,14 \rightarrow \beta = 0,924$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{931,12 \times 10^6}{0,924 \times 960 \times 348} = 30,16 \text{ cm}^2$$

Soit : 15HA16 = 30,16 cm². Avec : S_t = 11 cm

2) Vérification à l'E.L.S :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Tab .VII-8: état limite de compression du béton dans le sens longitudinal (2^{ème} cas)

Sens	Zone	Mu	Ms				Rapport	Obs.
Y-Y	Appuis	1197,64	938,6	1,27	0,143	0,194	0,385	Condition vérifiée
	Travée	931,12	729,6	1,27	0,111	0,147	0,385	Condition vérifiée

C) Vérification à l'ELU :

1) La section minimale d'armatures:

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = 5,79 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

2) Armatures transversales :

- Diamètre minimal :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{25}{3} = 8,33 \text{ mm}$$

Soit : $\phi = 10 \text{ mm}$.

- Espacement des armatures :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{25 ; 30\}$$

Soit : **$S_t = 10\text{cm}$** en zone nodale

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 50\text{ cm}$$

Soit $S_t = 15\text{cm}$ en zone courante

Donc on prend : $S_t = 10\text{ cm}$: en zone nodale

$S_t = 15\text{ cm}$: en zone courante

- **La quantité Armatures transversale minimales :**
- ✓ **En zone nodale :** $A_{min} = 0.003 S_t b = 1.5\text{ cm}^2$
- ✓ **En zone courante :** $A_{min} = 0.003 S_t b = 2.25\text{ cm}^2$

On opte pour : $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14\text{ cm}^2$.

3) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{ MPa} \right\} = 2.5\text{ MPa}$$

- **Sens longitudinal:** $T_{u\max} = 975,995\text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{975,995 \times 10^3}{500 \times 960} = 2.03\text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens transversal:** $T_{u\max} = 1161,925\text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{1161,925 \times 10^3}{500 \times 960} = 2,33\text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de peau (BAEL91 modifié 99 art 4.5.34) :**

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur. Leur section est au moins égale à 3cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 80cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$A_p = 3\text{cm}^2$ par paroi Soit : 2HA16 avec $A_p = 4,02\text{cm}^2$.

Conclusion

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les connaissances acquises et assimilées tout au long de notre cursus.

A travers cette étude, nous avons exploré les différents éléments constituant un bâtiment et les différentes étapes du calcul de chacun de ces éléments.

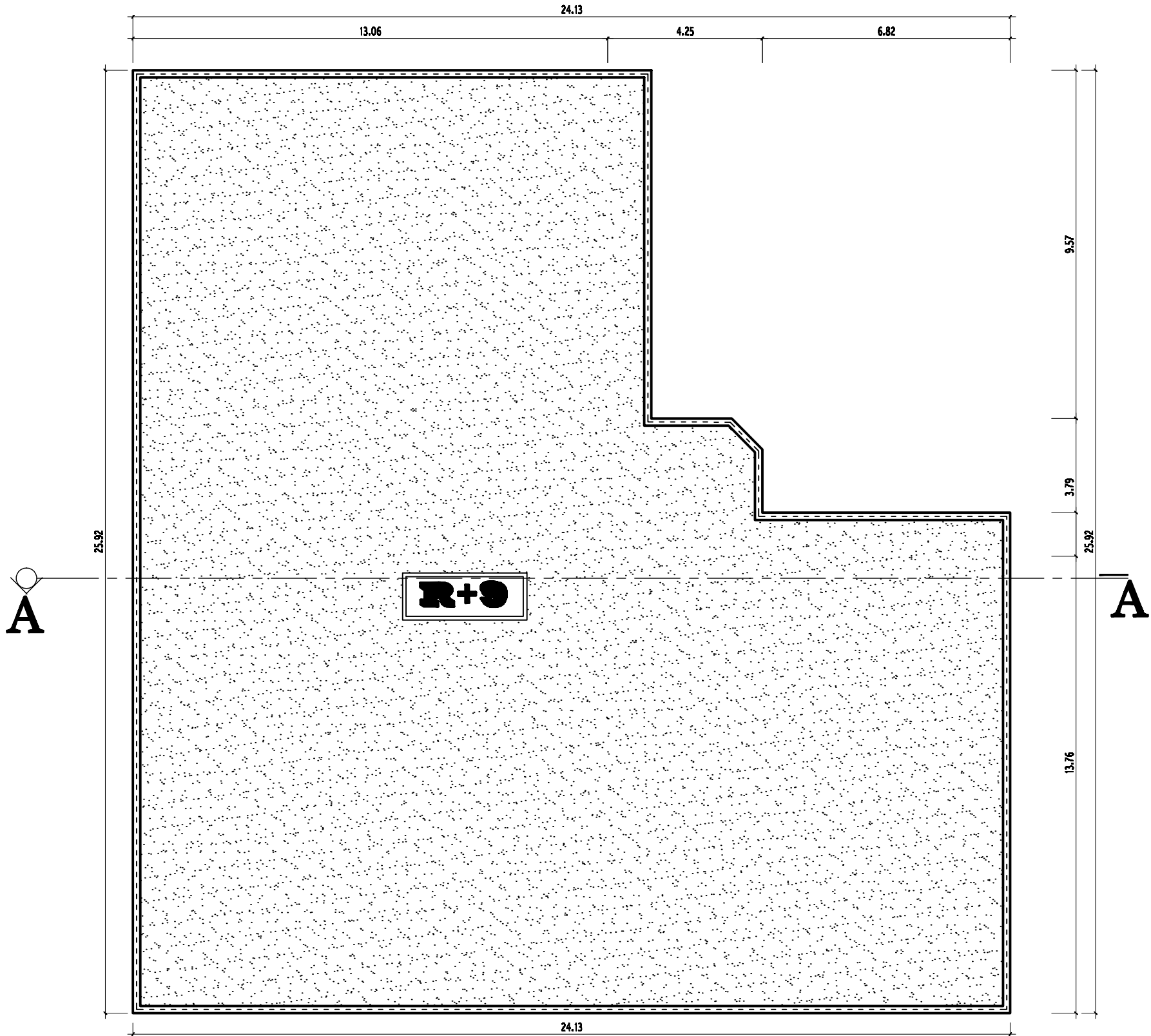
Ajouter à cela nous avons exploré les différents règlements régissant la construction en vigueur dans notre pays et leurs applications.

En effet, les difficultés rencontrées au cours de cette étude nous ont conduits à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu l'occasion d'étudier durant notre cursus, cela nous a permis d'approfondir davantage nos connaissances en Génie Civil.

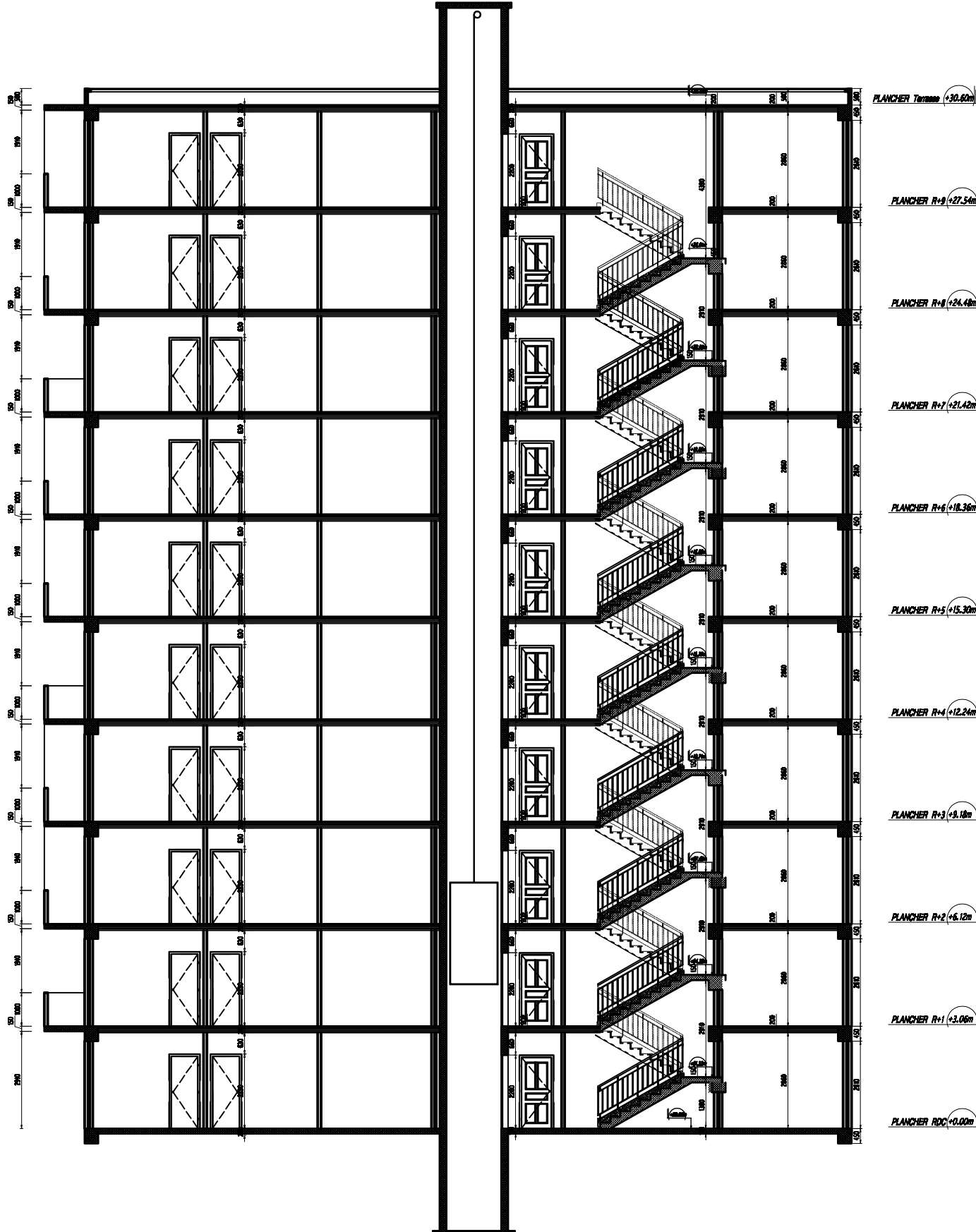
Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil dans tous les domaines, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calculs), comme par exemple AUTOCAD ou encore le logiciel ROBOT que nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte des préconisations du RPA qui font passer la sécurité avant l'économie.

Les résultats techniques et les illustrations de cette étude par le biais du logiciel ROBOT, nous ont permis de mieux comprendre, interpréter et même d'observer le comportement de la structure en phase de vibration ; comme il nous a permis une grande rentabilité de notre travail en matière de temps et d'efficacité.

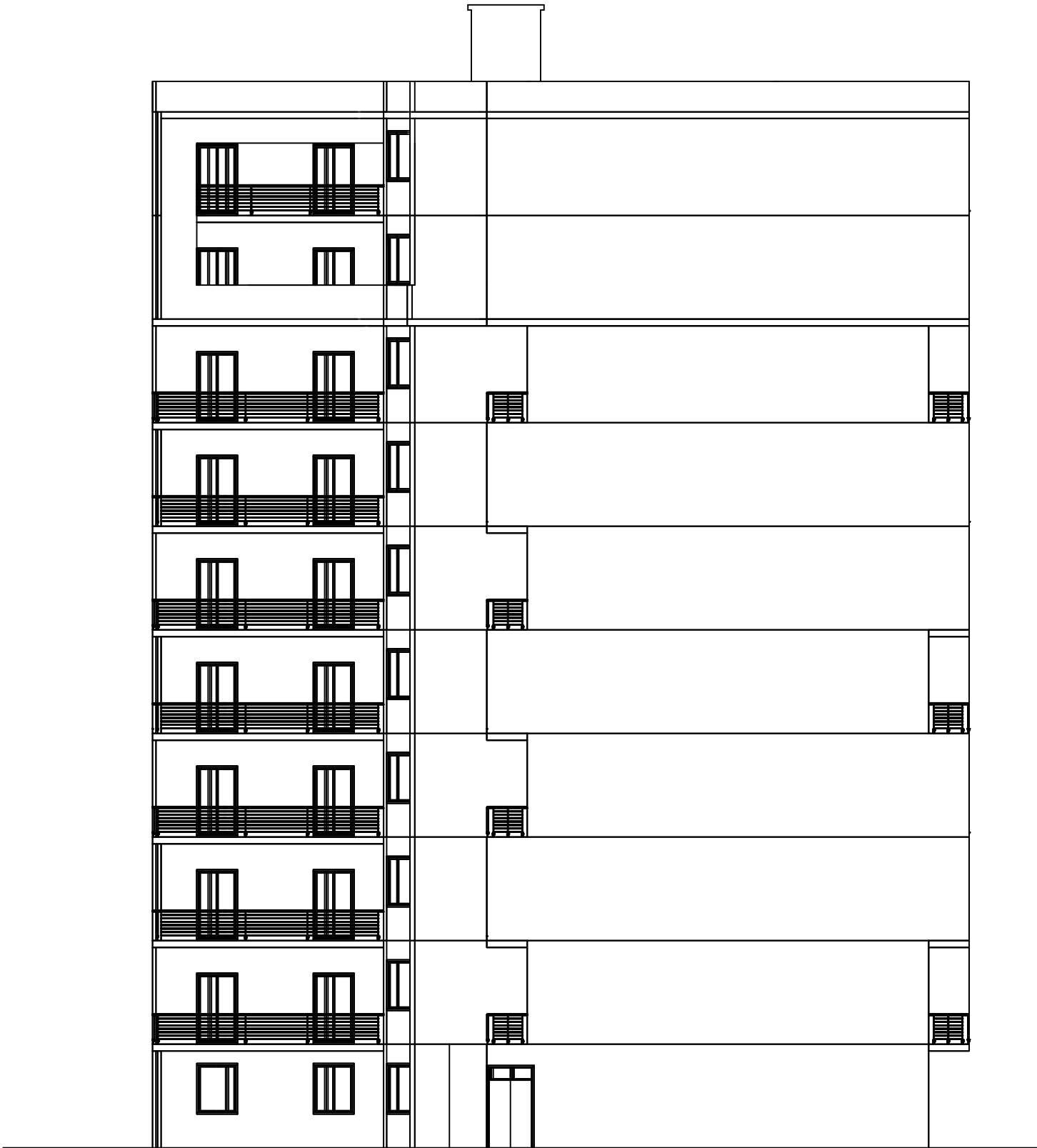
10



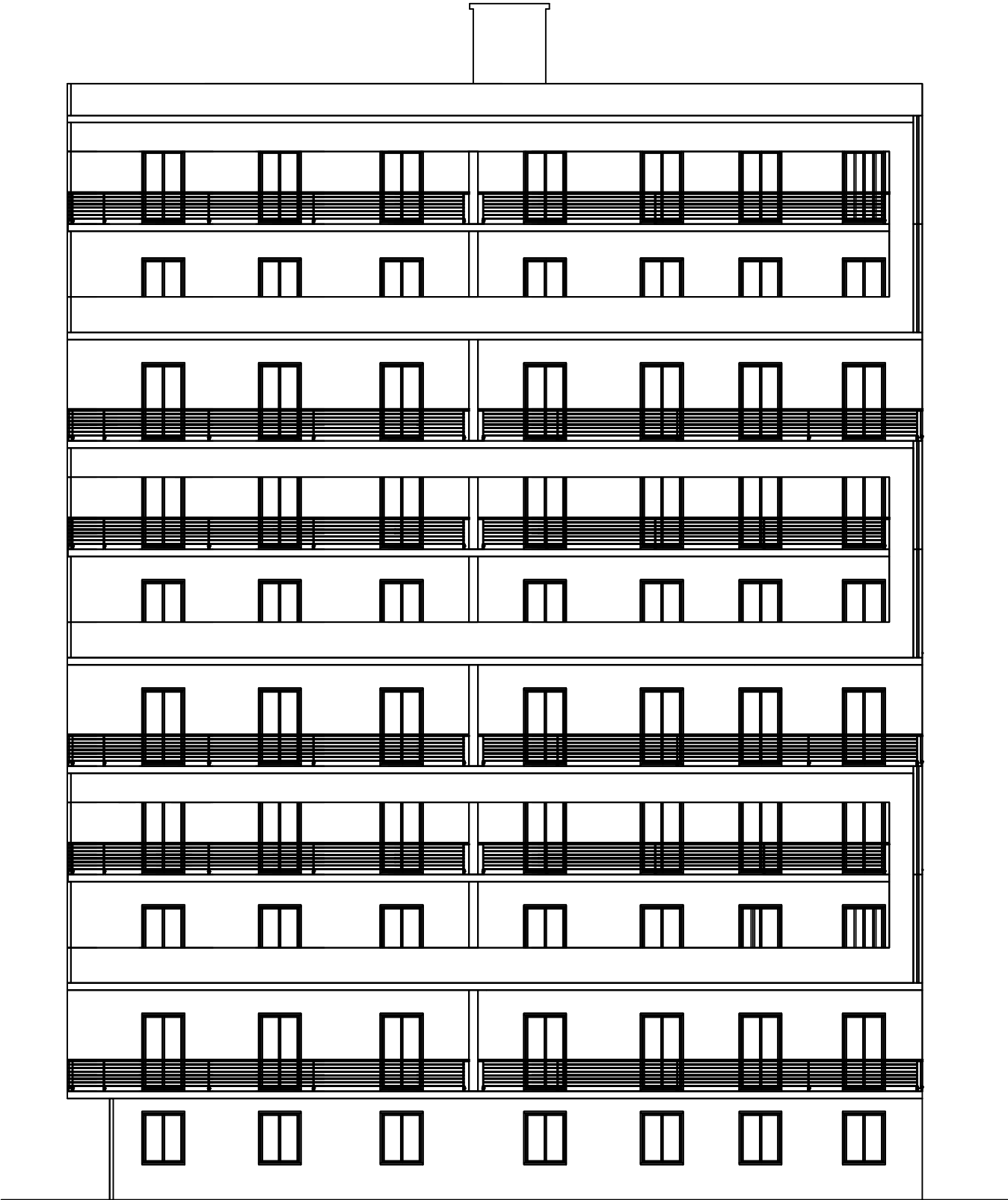
REPUBLIQUE ALGERIENNE DE DEMOCRATIE ET POPULAIRE					
WILAYA: Soummam					
DAIRA DE : Beni Amrane					
COMMUNE DE : Beni Amrane					
Maître de l'ouvrage		Vitré			
ARCHIWORK					
Maître de l'ouvrage					
Entreprise promotion immobilière EPI					
INTITULE DU PROJET:					
Promotion Beni Amrane 1500 logements					
Contenu:		Modification:			
Plan de toiture Bloc 06					
Lot:	Section:	Date:	Date de Modification:		
		septembre 2015			
			N° De La Planche:		
			11		



REPUBLIQUE ALGERIENNE DE DEMOCRATIE ET POPULAIRE WILAYA: Ouagadougou BARRA DE : Bani Amrane COMMUNE DE : Bani Amrane			
Maire de l'arrondissement ARCHIWORK		Ville	
Maire de l'arrondissement Entreprise promotion immobilière EPI			
INTITULE DU PROJET: Promotion Bani Amrane 1500 logements			
Contenu Coupe A-A Bloc 06		Modification	
Lot:	Section:	Date: septembre 2015	Date De Modification:
		N° De La Planche: 12	



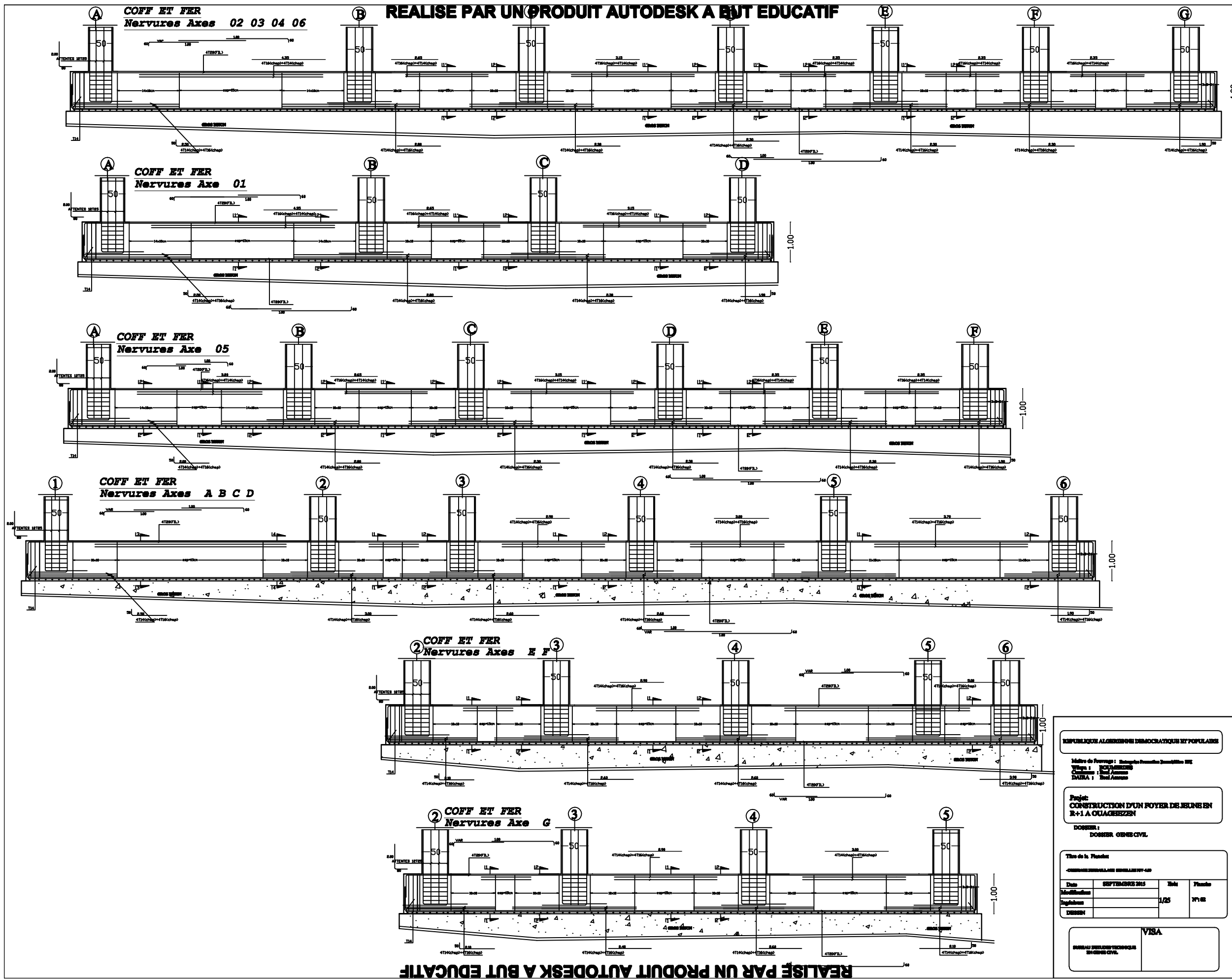
REPUBLIQUE ALGERIENNE DE DEMOCRATIE ET POPULAIRE					
WILAYA: Soummam					
DARRA DE : Beni Amrane					
COMMUNE DE : Beni Amrane					
Maître de l'ouvrage		Vice			
ARCHIWORK					
Maître de l'ouvrage					
Entreprise promotion immobilière EPI					
INTITULE DU PROJET:					
Promotion Beni Amrane 1500 logements					
Contenu:		Modifications			
Façade Principale Bloc 06					
Lot:	Section:	Date:	Date de Modification:		
		septembre 2015	N° De La Planche: 13		

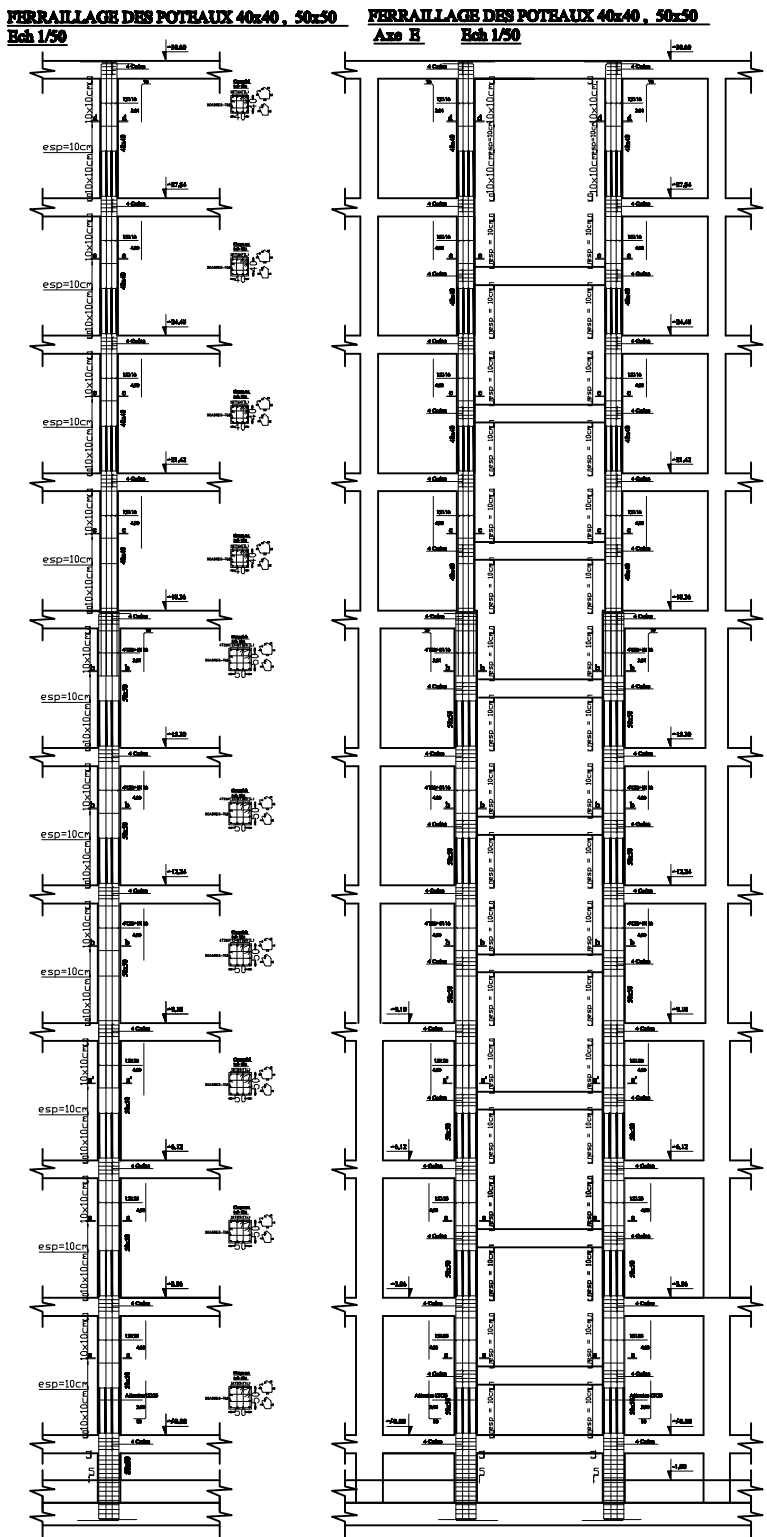


REPUBLIQUE ALGERIENNE DE DEMOCRATIE ET POPULAIRE WILAYA: Soummam DARRA DE : Beni Amrane COMMUNE DE : Beni Amrane			
Maître de l'ouvrage ARCHIWORK			Vitré
Maître de l'aménagement Entreprise promotion Immobilier EPI			
INTITULE DU PROJET: Promotion Beni Amrane 1500 logements			
Contenu: Façade Latérale Bloc 06			Modifications
Lot:	Echelle:	Date: septembre 2015	Date De Modification N° De La Planche: 14

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



[illegible]

