

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme de Master en génie civil
Option : Constructions civiles et industrielles

THEME

Etude d'un bâtiment (R+9) à usage habitation et commercial



Étudié par :

HADDALEN Meziane

BOUKSIL Amel

Dirigé par :

Mr. GHOUILEM

PROMOTION 2021/2022



Remerciement

Louange à Dieu tout puissant de nous avoir donné la force et le courage de mener à terme ce modeste travail.

Nous remercions à nos parents, pour leurs soutiens et leurs encouragements pendant toute la vie et qui continueront à nous aider dans tous les projets de l'avenir. Ainsi que les membres de nos familles qui ont participé de près ou de loin à nous encourager et nous aider dans notre projet.

*Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur **Mr. GHUILLEM** pour l'encadrement de ce mémoire son aide, sa patience et sa confiance qu'il nous a accordée. Nous tenons à remercier les membres de jury avoir accepté de juger notre travail.*

Mes sincères remerciements vont également à tous les enseignants, du département de Génie Civil de l'université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou, qui ont participé à notre formation.

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.



Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

- ❖ *Mes chers parents, que dieu les protèges.*
- ❖ *Mes frères :*
 - *Mohammed et sa femme Lynda et la petite Malak*
 - *Saïd.*
- ❖ *Mes sœurs : Nassima, Lynda, Lilia, Yasmine.*
- ❖ *Ma chère grand-mère, mes oncles et tantes et leur fils.*
- ❖ *A tous mes proches.*
- ❖ *A mes très cher(e)s ami(e)s.*
Qui m'ont soutenu et beaucoup aidé.
- ❖ *A toute la promotion 2021/2022.*

Meziane

Dédicace

Je dédie ce modeste travail en guise d'amour, du respect et de reconnaissance à ma tribu familiale :

A ma chère maman qui m'a mis au monde et qui ma aider depuis toujours.

*A mon cher père qui m'a toujours soutenu et qui a veillé à ma réussite.
Merci à vous tous les deux pour la confiance et l'amour que vous m'avez accordé et aux valeurs que vous m'avez transmis, je ne vous remercierai jamais, mille merci.*

A mes chers frères

Lyes, Kayes, Amar

A mes chères sœurs adorées

Henia, Thilleli

A Toi cher sœur Nassima, ainsi qu'à toi mon beau-frère Chabane.

A mes oncles et adorables tantes et maî cher cousin(e)

A mes très chers amis

*Chahira, Dihia, Katia, Sofia, Houda, Thiziri, Amine, Azedine, Massi,
Nabil, Oussama, Salah*

A mon binôme Meziane et sa famille.

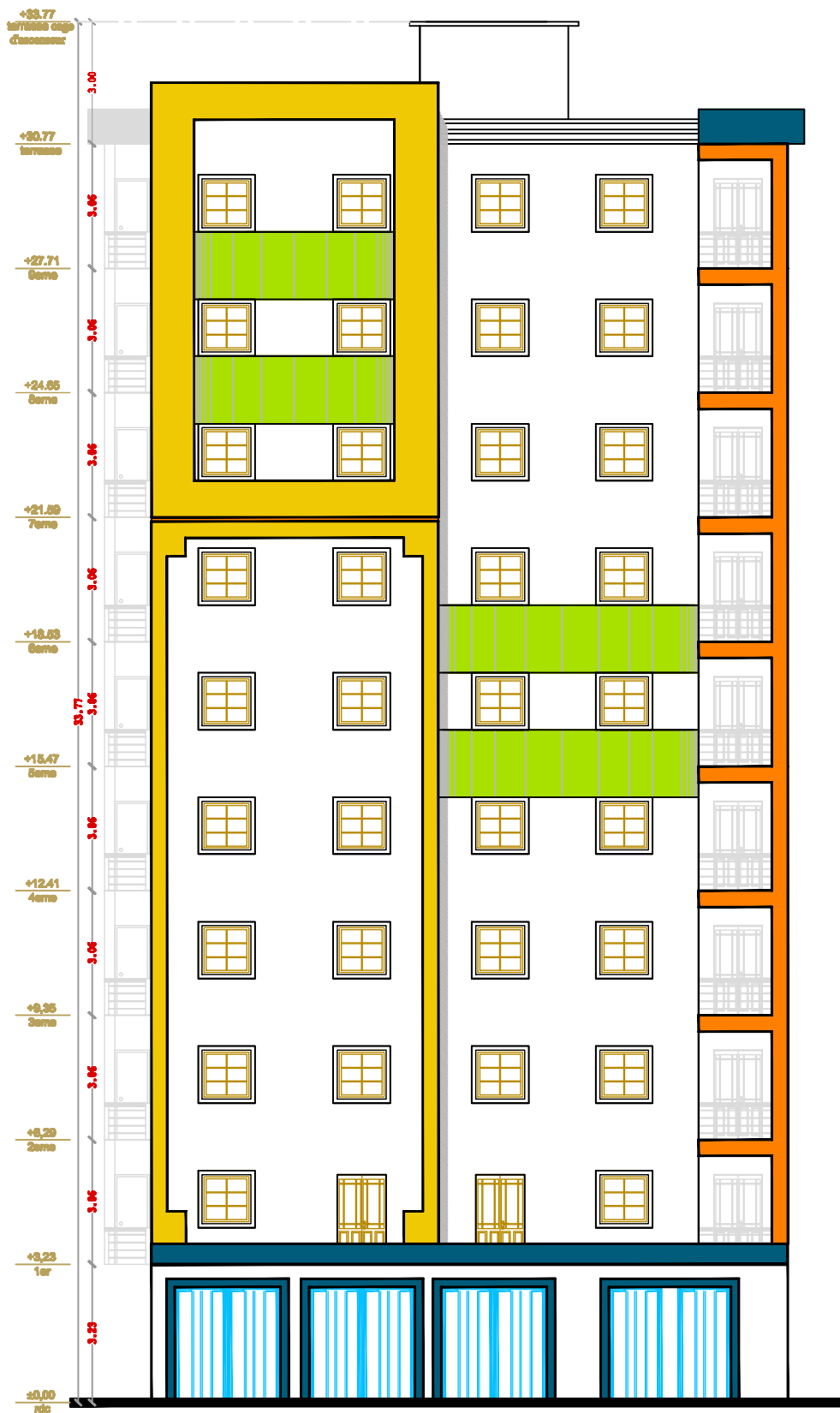
A la promotion 2021/2020.

Amel

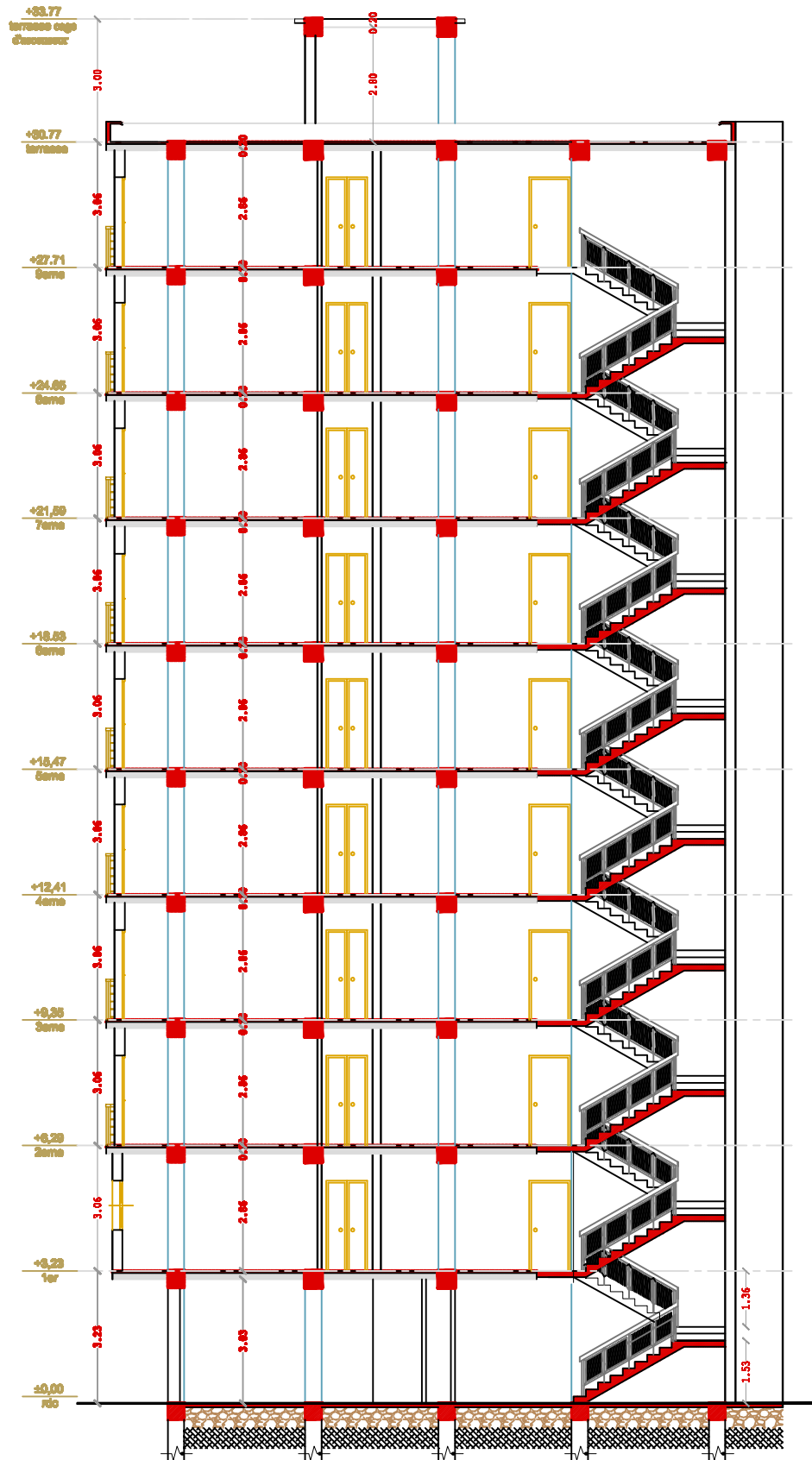
+33.77
terrace cage
d'ascenseur
3.00
 +30.77
terrace
3.04
 +27.71
Same
3.04
 +24.65
Same
3.04
 +21.59
Terra
3.04
 +18.53
Same
3.04
 +15.47
Same
33.77
3.04
 +12.41
Same
3.04
 +9.35
Same
3.04
 +6.29
Same
3.04
 +3.23
Ter
 +0.00
rdc



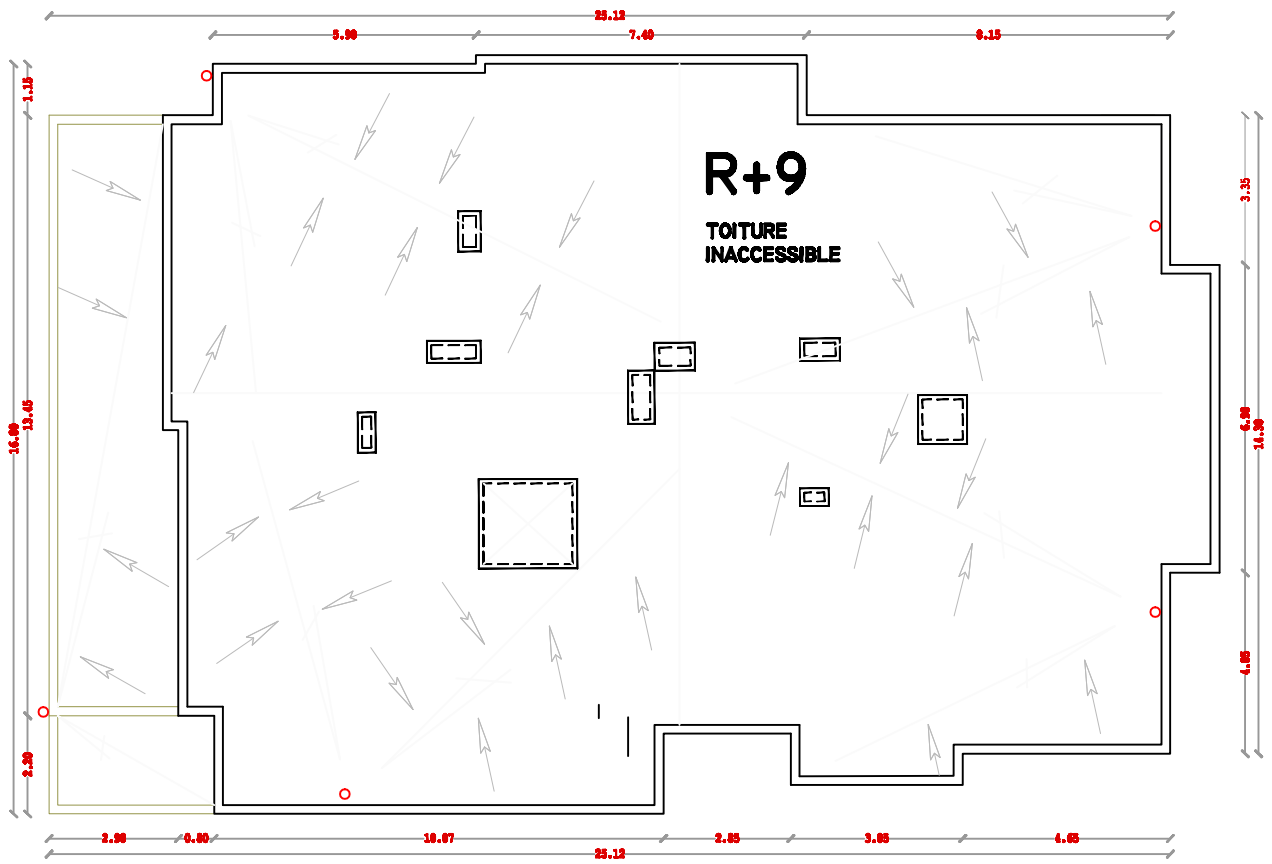
FACADE PRINCIPALE
 ECH : 1 / 50^e



FACADE LATÉRALE
ECH : 1 / 50°



COUPE A-A
 ECH : 1 / 50°



VUE EN PLAN DE TOITURE
ECH : 1 / 50°

Sommaire

Introduction générale	1
------------------------------------	----------

Chapitre I : présentation et description de l'ouvrage

Introduction	2
I .1. Description de l'ouvrage	2
I .2. Les caractéristiques géométriques_	2
I .3. Les éléments constructifs de l'ouvrage	2
I.4.Caractéristiques mécanique des matériaux	6
Conclusion.....	13

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Introduction	14
II.1. Pré-dimensionnement des éléments	14
II.2. Evaluation des charges permanents et surcharges exploitation	21
II.3. Calcule des poids propres des éléments	25
Conclusion	29

Chapitre III : Calcul des éléments

Introduction	32
III .1. Calcul de l'acrotère	32
III .2. Calcule de l'escalier	40
III.3. Calcul la dalle machine	57
III.4. Les consoles	69
III.5. Calcule des planchers	78

Chapitre IV : Présentation de logiciel ETABS et modélisation

Introduction	100
IV.1. Le concept de base de la MEF	100

IV.2. Méthode de calcul	100
IV.3. Définition de l'ETABS	101
IV.4. Rappel (terminologie)	101
IV.5. Etapes de modélisation	102

Chapitre V : Les vérifications selon les exigences de RPA

V.1. Introduction	124
V.2. Justification du système de contreventement	124
V.3. Estimation de la période empirique T	127
V.4. Le pourcentage de participation de la masse modale	129
V.5. Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6)	130
V.6. Les déplacements relatifs	136
Conclusion	141

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

VI. Ferrailage des éléments structuraux	142
VI.2. Ferrailage des poutres	161
VI.2.1. Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003	161
VI.5. Conclusion	171
VI.6. Schéma de ferrailage des poutres.....	171

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Introduction	193
VIII.1. Choix du type de fondation	193
VIII.2. Dimensionnement	194
VIII.3. Etude du radier général	197
VIII.4. Ferrailage du débord	208
VIII.5. Etude de la nervure	209
Conclusion généralze.....	217

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION

Comme pour tous les pays des bassins méditerranés, l'origine des séismes en ALGERIE relève de l'affrontement de la plaque tectonique africaine et eurasienne. Les lourdes conséquences générées par ce phénomène a mis en œuvre de différentes conditions de construction qui nous ont conduit à des structures parasismiques afin d'éviter la perte matérielle et humaine.

L'étude génie civil a mis on disposition des différentes techniques, matériel et méthodes de construction afin d'aboutir à une structure durable et résistante en répondant aux différentes exigences de sécurité imposés par le règlement.

Notre ouvrage se caractérise par deux types d'élément ; élément non structuraux (plancher, dalle, acrotère ...), élément structuraux (poutres, poteaux, voiles) leurs calculs seront vérifiés selon les règlements en vigueur à savoir règlement parasismique Algérien RPA99/MODIFIE 2003, BAEL91/MODIFIER 99 béton armé à état limite, DTR, CBA93.

Pour la modélisation de notre structure on a utilisé le logiciel ETABS et pour le ferrailage SOCOTEC. L'utilisation de ces logiciels permet une rapidité d'exécution et une fiabilité des résultats.

Pour le cas de notre projet de fin d'étude nous avons choisi d'étudier une structure en béton armé qui est un bâtiment, R+9 à usage habitation est commercial implanté dans la wilaya TIZI-OUZOU.

CHAPITRE I

PRESENTATION ET DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

INTRODUCTION :

Ce premier chapitre consiste à la présentation globale d'un bâtiment à savoir :

- Les caractéristiques géométriques (longueur, largeur, hauteur du bâtiment).
- Les éléments constructifs (élément structurant et non structurant).
- Les caractéristiques des matériaux utiliser dans le bâtiment.

Le calcul de ces éléments est basé sur des règlements et des méthodes préinscrites dans **le BAEL 91 modifier 99 et RPA 99 modifie 2003 et CBA 93et DTR.**

I.1.Description de l'ouvrage :

Ce projet consiste en l'étude et calcul des éléments résistant d'un bâtiment en béton armé a usage d'habitation et commercial en (RDC+9 ETAGE). Il sera implanté dans la wilaya de TIZI OUZOU classé selon le règlement parasismique algérien (RPA99 /2003) de moyenne sismicité (zone IIA).

Notre bâtiment comporte :

- Un rez de chaussée (usage commercial).
- Neuf étages courant (usage d'habitation, trois f3 et un f2).
- Une cage d'escalier.
- Une cage d'ascenseur.
- Une toiture inaccessible.

I.2 .Les caractéristiques géométriques :**Dimension en plan :**

- Longueur total du bâtiment : $L=25,11m$.
- Largeur total du bâtiment : $l=15,65m$.

Dimension en élévation :

- Hauteur total : $33,77m$.
- Hauteur RDC : $3,23m$.
- Hauteur étage courant : $3,06m$

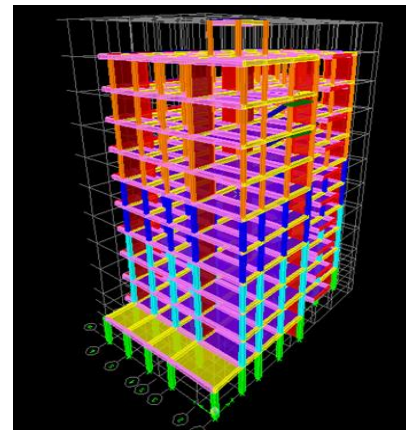


FIGURE I.1. Vue de la structure en 3D.

I.3.Les éléments constructifs de l'ouvrage :**a. L'ossatures :**

Ce bâtiment est à ossature mixte se compose :

- Portique transversal et longitudinal (poteaux-poutre) leur rôles supporter les charges et surcharges verticales.

- Voiles en béton armé : servant de contreventement (prendre les charge verticale et horizontales) est assure la stabilité.

b. Les planchers :

Les planchers sont des plans horizontaux séparant les niveaux d'une habitation.

Leur fonction consiste :

- supporté et transmettre les charges aux éléments porteur.
- Fonction d'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

1. Planchers en corps creux :

Constituer par :

- Poutrelles préfabriqué à treillis métallique et talon en béton.
- Table de compression en béton généralement arme d'un treillis a soudé $ep \geq 4 \text{ cm}$.
- Système de coffrage : disposer entre les poutrelles constituées par un hourdis préfabriqué (coffrage perdu et isolant phonique).

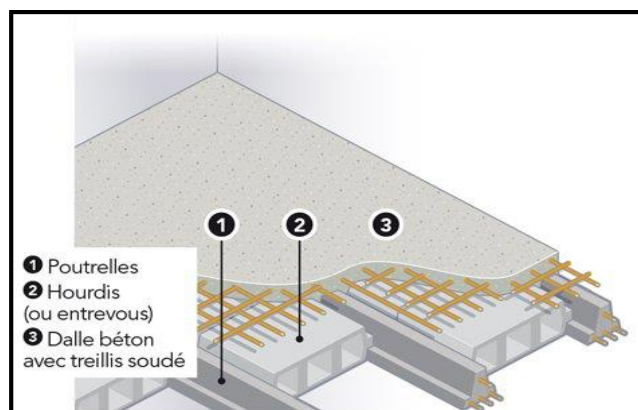


FIGURE I.2. Plancher en corps creux

2. Planchers en dalle pleines :

Sont des planchers en béton arme plus résistants et plus lourds. Ils sont utilisés généralement là où il n'a pas possible de réaliser des planchers en corps creux (cages d'escaliers et d'ascenseur, balcon).

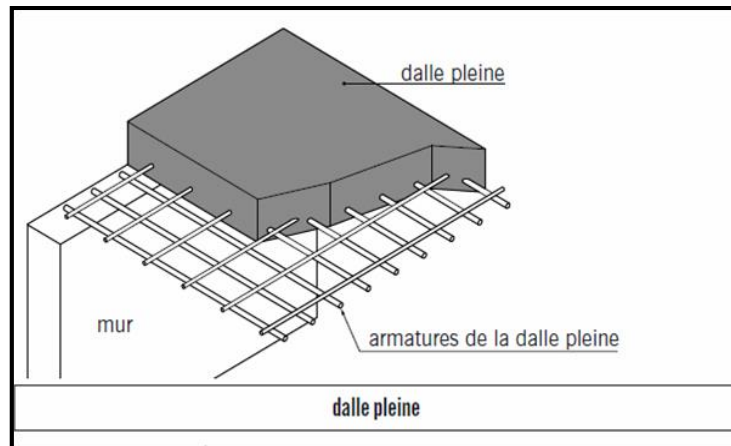


FIGURE I.3. Dalle pleine

c. Escaliers :

C'est un élément d'ouvrage permettant de passer d'un étage à un autre du bâtiment. L'escalier est composé d'une succession régulière de plan horizontal, consistant en des marches et des paliers.

d. Cage d'ascenseur :

Le bâtiment est muni d'une seule cage d'ascenseur, ce qui compose de la cabine et de la machinerie.

e. Système de coffrage :

On opte pour un coffrage métallique afin de limiter le temps d'exécution et réduire les opérations manuelles et un coffrage classique en bois pour les portiques.

f. Terrasse inaccessible :

Notre bâtiment sera muni d'une terrasse inaccessible ; celle-ci est composée de :

- D'une pente pour l'évacuation des eaux.
- L'étanchéité.
- Une couche de protection (gravier roulé).

g. Acrotère :

Le périmètre de notre terrasse (inaccessible) sera muni d'un acrotère de 60 cm de hauteur, réalisé en béton armé, il joue le rôle de garde-corps (sécurité).

h. Maçonnerie :

La maçonnerie est composée de matériaux (briques creuses) unis par un liant (mortier).

Nous avons deux types de mur :

▪ Mur extérieur :

Ce réalisées en double cloison par des éléments de briques de 10 cm d'épaisseur séparées d'une l'âme d'aire de 5 cm d'épaisseur.

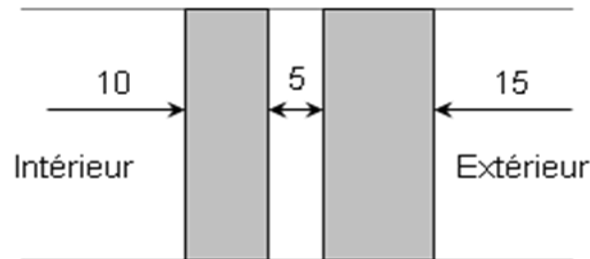


FIGURE I.4. Schéma descriptif du mur

▪ Mur intérieur :

Réalisée en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

i. Les revêtements :

Les revêtements seront comme suit :

- Carrelage pour les planchers courants, les balcons et les escaliers.
- Céramique pour les murs des cuisines et des salles d'eau.
- Enduit plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- Enduit ciment pour les murs de façade, la cage d'escaliers et les plafonds
- des salles d'eaux et les locaux humides.

j. Les voiles :

Sont des éléments rigides en béton armés destinés à reprendre une partie des charges verticales et assurer la stabilité de l'ouvrage sous effet des charges horizontales (sismiques) .

k. Les balcons :

Sont des éléments non structure formes des dalles pleines en béton armé, en saillie sur une façade, ils communiquent avec l'intérieur par des baies.

l. Les fondations :

La fondation est l'élément qui permet de transmettre au sol les surcharges d'une structure, leur choix dépend du type de sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

Remarque :

Vu qu'en ne dispose pas d'un rapport géotechnique nous avons supposé que la construction sera fondée sur un site meuble d'une contrainte admissible

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$$

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Dans notre ouvrage nous allons utiliser deux matériaux essentiels à savoir : le béton et l'acier qui doivent être conforme aux règles de BAEL 91 modifier 99 et les règles parasismiques algériennes (RPA99/version 2003).

1. Le béton :

Le béton est un mélange qualitatif et quantitatif constitué d'un mélange de ciment (liant hydraulique), de granulats (sable et gravier), auquel on ajoute de l'eau dite eau de gâchage dans des proportions bien définies et homogène pour avoir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au Monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

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

- **Caractéristiques physiques et mécaniques :**

- a) **Résistances caractéristiques à la compression :**

Pour l'établissement du projet dans les cas courant, un béton est défini par une valeur de résistance à la compression à l'âge de 28 jours par un essai sur éprouvettes normalisées dite valeur caractéristique requise notée f_{c28} .

Lorsque les sollicitations s'exercent sur un béton d'âge $\leq 28J$ sa résistance est calculée comme suit : D'après le (BAEL 91 modifié 99, Art A.2.1.11).

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,46 + 0,83j} \times f_{c28} & \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \times f_{c28} & \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa} \end{cases}$$

On prévoit une résistance du béton à 28 jours de 25MPa facilement atteinte dans les chantiers régulièrement contrôlés.

D'où : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

b) Résistance caractéristique à la traction :

La résistance à la traction du béton à «j» jour est définie conventionnellement de la résistance caractéristique à la compression par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \text{ en Mpa Avec } f_{cj} < 60 \text{ MPa... (Art A.2.1.12 BAEL 99).}$$

✓ Dans notre cas on a $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ où $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.

c) Contrainte limite du béton :

Un état limite est une situation au-delà de laquelle une structure à un élément ou un ensemble d'éléments n'assure plus la fonction pour laquelle il est conçu, on distingue deux catégories d'état limites :

▪ **Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) :**

Correspondent à la perte d'équilibre statique et l'effort unitaire de stabilité de forme, surtout à la perte de résistance qui conduit à la ruine de la construction, et les contraintes limites dans le béton correspondant à cet état s'écrit : **(Art. A.4.3.41.BAEL91 modifier 99)**.

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec :

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression

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

γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il vaut :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 & \text{en sollicitations durables} \\ \gamma_b = 1,15 & \text{en sollicitations accidentelles} \end{cases}$$

Pour des situations durables : $\gamma_b = 1,5$

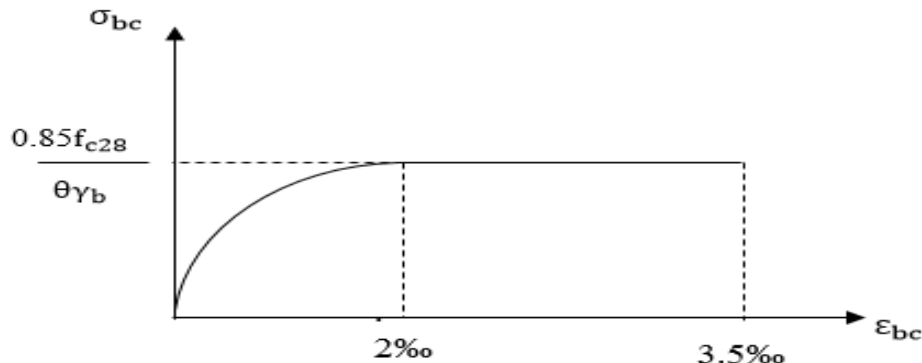
θ	$\theta = 1$
f_{bu}	14,17

θ : coefficient dépendant de la durée d'application (t) du chargement. Il est fixé à :

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{si } t \geq 24\text{h} \\ \theta = 0,9 & \text{si } 1\text{h} < t < 24\text{h} \\ \theta = 0,85 & \text{si } t \leq 1\text{h} \end{cases}$$

Diagramme contraintes déformations du béton :

Dans les calculs relatifs à l'état limite de résistance, on utilise pour le béton, un diagramme conventionnel dit « parabole-rectangle » comme le montre la **figure I.5** suivant



**FIGURE I.5. Diagramme -parabole rectangle des contraintes-déformations
Du béton a l'ELU.**

Le diagramme est composé :

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

▪ Contraintes limites à l'état limite de service (ELS)

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

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

La contrainte de compression du béton est limitée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \text{ (BAEL 91/ modifié99, Art.A.4.5.2)}$$

$$\text{À 28 jours ; } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa avec } f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

Le béton est considéré comme élastique linéaire .la relation contrainte -déformation est illustrée par la figure suivante :

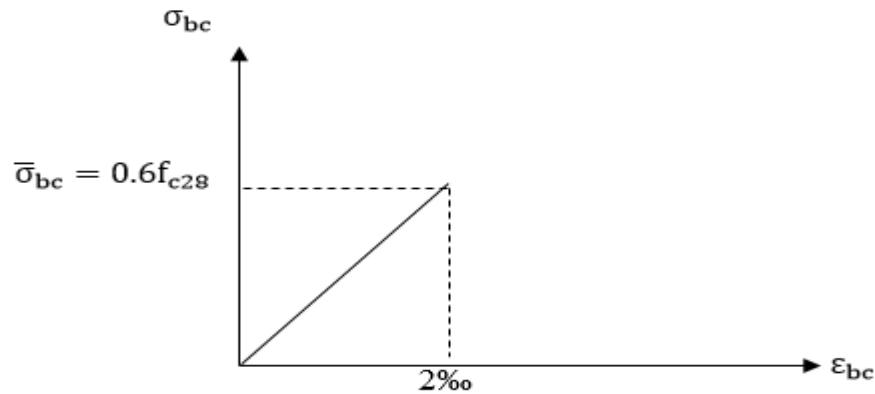


FIGURE I.6. Diagramme contrainte- déformation du béton de calcul à l'ELS.

d) Contrainte limite de cisaillement (Art : A5.1.1 BAEL) :

Elle est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

V_u : effort tranchant dans la section étudiée.

b : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile.

- $\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\}$, pour une fissuration peu nuisible (non préjudiciable).
- $\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\}$, pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

e) Module de d'élasticité longitudinale du béton :

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée.

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de module :

- **Module d'élasticité Instantanée : (BAEL91/ modifié99, Art A.2.1, 21).**

La durée d'application des contraintes normales inférieures à 24 heures, à j jours il vaut :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (Chargement de courte durée), en (MPa)}$$

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

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$.

- **Module d'élasticité Différée : (BAEL91/ modifié99, Art A.2.1, 22).**

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} \text{ (chargement de longue durée), en (MPa)}$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$.

- **Module de déformation transversale : (Art. A.2.1.3. BAEL99.modifié 99):**

Il est utilisé pour les calculs sous des contraintes tangentielles engendrées par l'effort tranchant, il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \text{ en MPa.}$$

Avec :

E : Module de Young (Module d'élasticité)

U : Coefficient de poisson

f) Coefficients de poisson (Art .2.1, 3 .BAEL91.modifié99) :

Le coefficient de poisson(ν) est le rapport entre la déformation transversale relative et la déformation longitudinale relative ; il est donné par :

$$\nu = \frac{\text{déformation relative transversale}}{\text{déformation relative longitudinale}} = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}$$

Il sera pris égal à :

- $\nu = 0$ pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).
- $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

2. L'acier :

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, il est utilisé pour reprendre les efforts de tractions, de cisaillement et de torsion qui ne peuvent pas être repris par le béton. Ils sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modes d'élasticités et se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface. En général les aciers utilisés sont de deux types

- Les aciers à hautes adhérences feE400.
- Treillis soudés formés par assemblage des barres tréfilées soudées.

Tableau I.1. Caractéristiques mécaniques des aciers utilisés.

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Allongement relatif à la rupture (%)	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement
Aciers en barre	Haute adhérence	HA	400	14	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudés	TS	550	8	1,3	1

Nous définissons les aciers par :

a- Module d'élasticité longitudinale :

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

$$E_s = 2.10^5 \text{MPa}; \quad \text{Art (A.2.2, 1 BAEL 91/modifié 99).}$$

b- Coefficient de poisson des aciers :

Le coefficient de poisson (ν) pour les aciers il est pris :

$$\nu = 0,3$$

c- Contraintes limites :

- **Contrainte limite ultime :**

La contrainte admissible des aciers est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

f_e : Limite d'élasticité garantie. C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2‰.

γ_s : Coefficient de sécurité tel que :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1.5 & \rightarrow \text{situation courante} \\ \gamma_s = 1.15 & \rightarrow \text{situation accidentelle.} \end{cases} \text{ (Art A.4.3,2/BAEL 91).}$$

$\sigma_{st} = 384 \text{ MPa}$ pour les aciers à haute adhérence.

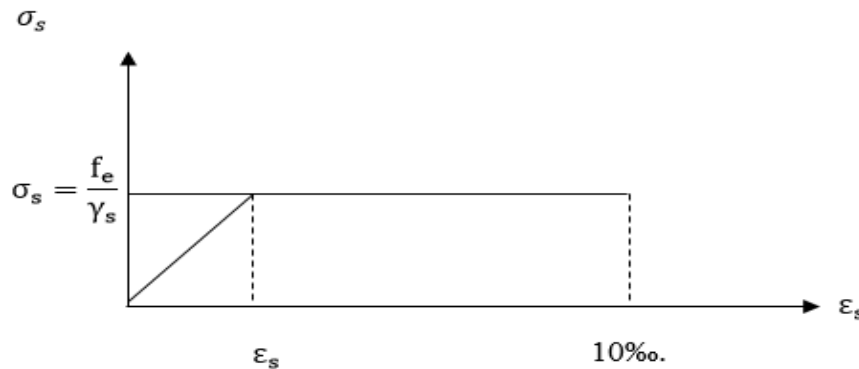


FIGURE I.7. Diagramme contrainte- déformation de l'acier.

- **Contrainte limite de service :**

Afin de réduire les risques d'apparition de fissures dans le béton et selon l'appréciation de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

- **Fissurations peu nuisibles :**

Cas des armatures intérieures ou aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation) :

$$\sigma_{st} = f_e ; \text{ (BAEL91/Art4. 5, 32)}$$

- **Fissurations préjudiciables :**

Lorsque les éléments sont exposés aux intempéries il y'a risque d'infiltration, donc la contrainte est limitée comme suit :

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} ; \text{ (BAEL91Art4. 5, 33)}$$

- **Fissurations très préjudiciables :**

Cas des éléments exposés à un milieu agressif (eau de mer). Donc la contrainte est limitée comme suit :

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} ; \text{ (BAEL91Art4. 5, 34)}$$

η : coefficient de fissuration.

$\eta=1.6$ pour les adhérence (HA) de diamètre $\geq 6\text{mm}$.

$\eta= 1.3$ pour les HA <6 mm. (BAEL91/Art7.21).

$\eta =1.0$ pour les aciers ronds lisses.

Diagramme contraintes déformations de l'acier : (BAEL91/Art2.2.2)

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utilisons le diagramme simplifié suivant

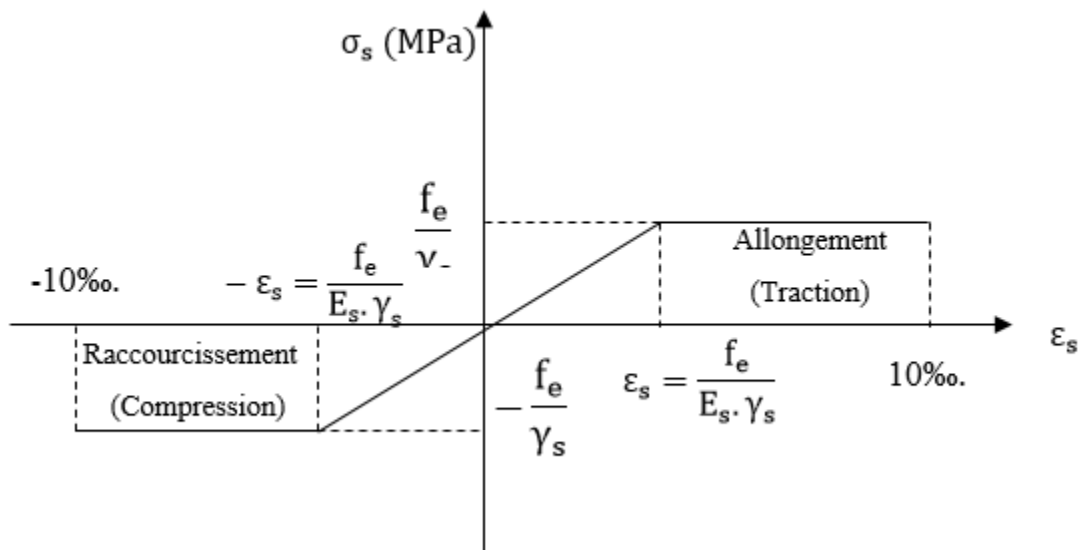


FIGURE I.8. Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

ϵ_s : Allongement relatif de l'acier : $\epsilon_s = \frac{\Delta l}{l}$

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier : $E_s = 2.10^5\text{MPa}$

Tableau I.2. Les contraintes des aciers utilisés.

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
Fe = 400MPa	$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$

Protection des armatures (Art A7.1 BAEL) :

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

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

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons défini tous éléments qui contiennent notre ouvrage, les caractéristiques mécaniques et massique des matériaux que nous allons utiliser lors de la construction, conformément les règles du BAEL 91/VERSION 99 et RPA99/VERSION 2003 et DTR.

Pour munir nos calculs dans les chapitres qui suivront, nous nous référons aux résultats suivant :

- Contrainte du sol $\sigma_{sol} = 2$ bar .
- Résistance caractéristique du béton à la compression $f_{c28} = 25$ MPa .
- Résistance caractéristique du béton à la traction $f_{t28} = 2,1$ MPa .

CHAPITRE II

PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Introduction :

Dans ce chapitre présent, il consacre pour pré-dimensionnement des éléments de construction. Pré-dimensionnement set base sur le principe de la descende de charge, pour déterminer l'effet revenant à chaque élément porteur du à la charge et surcharge vertical qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage. En respectant la règlementation en vigueur (**RPA 99/Version2003, BAEL 91, DTR BC 22 et du CBA93**).

II.1. Pré-dimensionnement des éléments :**II.1.1. Les poutres :**

Ce sont des éléments porteurs en béton armés horizontaux et linéaires. Elles assurent la transmission des charges et surcharges des planches. On distingue deux types de poutres :

- Poutre principale.
- Poutre secondaire.

Leur pré-dimensionnement s'effectue selon les formules suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Hauteur : } \frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \\ \text{Largeur : } 0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \end{array} \right\} \text{BAEL 91 modifie 99}$$

Avec :

- h : hauteur utile de la poutre.
- b : largeur de la poutre.
- L_{\max} : portée libre maximale entre nus d'appuis.

Selon le **RPA 99 modifie 2003** (art 7.5.1) le dimensionnement des poutres droit respecter les conditions suivantes :

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

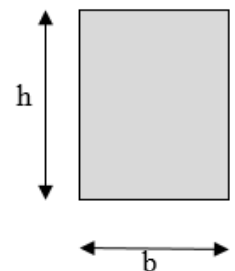


Figure II.1. Schéma de la poutre

On distingue deux types de poutre :

a) Les poutres principales :

Poutres porteuses jouant le rôle d'appuis aux poutrelles.

- **Hauteur de la poutre :**

Nous avons : $L_{\max} = 540 - 25 = 515 \text{ cm}$

$$\frac{540-25}{15} \leq h \leq \frac{540-25}{10} \quad \longrightarrow \quad 34,33 \leq h \leq 51,5$$

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

- Largeur de la poutre :

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \quad \longrightarrow \quad 16 \leq b \leq 28$$

Pour des raisons de sécurité on prend :

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

b) Les poutres secondaires :

Poutres parallèles aux poutrelles et assurent le chaînage.

- **Hauteur de la poutre :**

Nous avons : $L_{\max} = 450 - 25 = 425 \text{ cm}$

$$\frac{4,50-0,25}{15} \leq h \leq \frac{450-25}{10} \quad \longrightarrow \quad 28,33 \leq h \leq 42,5$$

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

- **La largeur de la poutre :**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \quad \longrightarrow \quad 14 \leq b \leq 24,5$$

Pour des raisons de sécurité on prend :

$$b = 25 \text{ cm}$$

c) Poutre de chaînage :

- **La hauteur de la poutre :**

Nous avons : $L_{\max} = 380 - 25 = 355 \text{ cm}$

$$\frac{380-25}{15} \leq h \leq \frac{380-25}{10} \quad \longrightarrow \quad 23,66 \leq h \leq 35,5$$

On prend : $h = 30 \text{ cm}$

▪ La largeur de la poutre :

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \quad \longrightarrow \quad 12 \leq b \leq 21$$

Pour des raisons de sécurité on prend :

$$b = 25 \text{ cm}$$

Remarque :

Pour des raisons de la sécurité et de résistance on prend la poutre palière de même dimensionnement de la poutre secondaire $b \times h = 35 \times 25 \text{ cm}^2$.

○ Vérification des exigences de l'article 7.5.1 du RPA 99 version 2003 :

Tableau II.1. Vérification des poutres aux conditions du RPA 99.

Conditions	Poutres Principales (cm)		Poutres Secondaires (cm)	Poutres palières (cm)	Poutres de chaînage (cm)	vérification
$h \geq 30$ [cm]	40		35	35	30	vérifiée
$b \geq 20$ [cm]	30		25	25	25	vérifiée
$h/b \leq 4$	1,4		1,4	1,4	1,4	vérifiée

Conclusion :

Les sections adoptées pour les poutres seront comme suit :

- Les poutres principales : $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.
- Les poutres secondaires : $(25 \times 35) \text{ cm}^2$.
- Les poutres palières : $(25 \times 35) \text{ cm}^2$.
- Les poutres de chaînage : $(25 \times 30) \text{ cm}^2$.

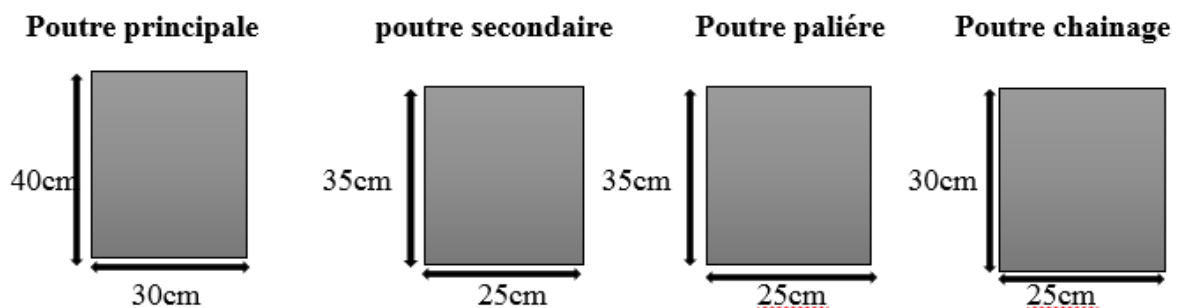


Figure II.2. Dimensions des poutres.

II.1.2. Les planchers :

▪ **Planches en corps creux :**

Il est constitué de ceps creux (hourdis) et d'une dalle de compression (trielles soudé) en béton armés.

Son épaisseur est donnée par la formule suivant :

$$h_t \leq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad \text{Art B.6.8.424 BAEL 91 modifié 99}$$

Nous avons donc :

$$L_{\max} = 450 - 25 = 425 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad h_t \leq \frac{450-25}{22,5} = 18,88 \text{ cm}$$

$h_t = 20 \text{ cm}$; Soit un planches de (16 + 4) pour tous les étage avec :

- 16cm : hauteur du corps creux.
- 4cm : hauteur de la dalle de compression.

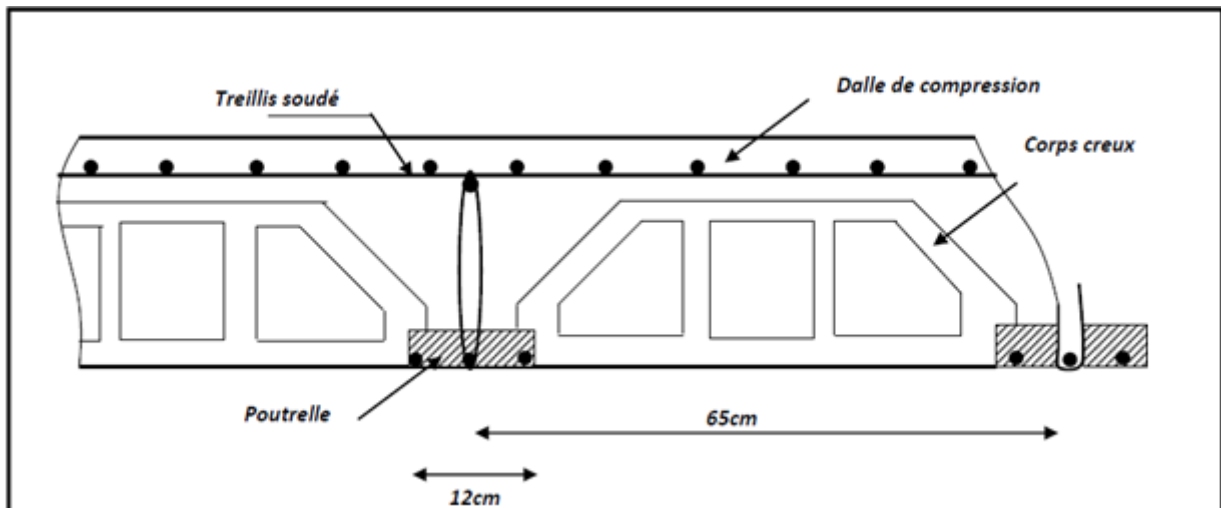


Figure II.3. Coupe verticale d'un plancher à corps creux en polystyrène.

▪ **Les planchers en dalles pleines :**

Sont des dalles en béton armée se compose d'une épaisseur qui est déterminer à partir des conditions suivante :

➤ **À Résistance au feu :**

Selon le (BAEL 91 modifier 99 -3-1-33) l'épaisseur minimale de la dalle afin d'assurer une protection suffisante vis-à-vis du feu pour une durée moyenne

- $e_p = 7 \text{ cm}$ Pour une heure de coupe-feu.
- $e_p = 11 \text{ cm}$ Pour deux heures de coupe-feu.

- $e_p = 17,5$ cm pour un coupe-feu de quatre heures.

Alors on opte pour une $e_p \geq 11$ cm ; donc $e_p = 12$ cm pour une durée de deux heures.

➤ **Résistance phonique :**

Selon les règles du CBA93 et le BAEL91 modifié 99, la loi de masse exige pour une bonne isolation acoustique que la masse du plancher soit supérieure à 350 kg/m^2 .

$$M_p = \rho_{\text{béton}} \times e \geq 350 \text{ Kg/m}^2 \longrightarrow e \geq \frac{M_p}{\rho_{\text{béton}}} \geq \frac{350}{2500} = 0,14 \text{ m}$$

Avec : $\rho_{\text{béton}} = 2500 \text{ Kg/m}^3$.

On limite donc l'épaisseur à : 15 cm.

➤ **Résistance à la flèche :**

- Dalle reposant sur un appui : $e_p \leq \frac{l_x}{10}$
- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{l_x}{35} \leq e_p \leq \frac{l_x}{30}$
- Dalle reposant sur trois appuis : $\frac{l_x}{40} \leq e_p \leq \frac{l_x}{35}$
- Dalle reposant sur quatre appuis : $\frac{l_x}{50} \leq e_p \leq \frac{l_x}{40}$

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

➤ La dalle reposant sur un seul appui (encastrée à une extrémité) a une portée :

$$L_x = 125 \text{ cm.}$$

Ceci engendre donc $e_p \leq \frac{125}{10} \Rightarrow e_p \leq 12,5 \text{ cm.}$

➤ La dalle reposant sur trois appuis : $L_x = 125 \text{ cm}$

$$\frac{125}{40} \leq e_p \leq \frac{125}{35} \longrightarrow 3,125 \leq e_p \leq 3,57$$

Conclusion :

$$e_p = \max(3,57, 12,5, 15)$$

Alors pour notre dalle pleine on optera **$e_p = 15 \text{ cm.}$**

II.1.3. Les voiles :

Ce sont les éléments en béton armé destinés à reprendre une partie des charges verticales et assure la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales. Ils sont pré-dimensionnés par le RPA 99 VERSION 2003 article 7.7.1 tel que :

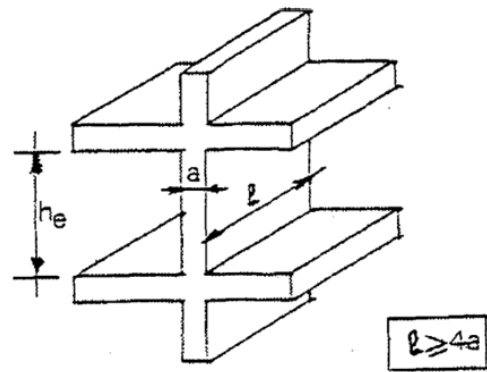
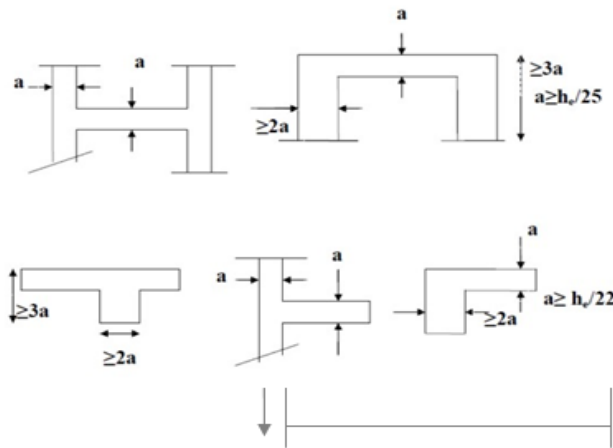


Figure II.4. Coupe d'un voile en plan.

Figure II.5. Coupe d'un voile en élévation

• **L'épaisseur du voile (ep) :**

L'épaisseur du voile doit être déterminé en fonction de la hauteur libre de l'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités.

Dans notre bâtiment on a la hauteur de RDC=323cm et la hauteur de l'étage =306cm et la hauteur du plancher $h_t=20$ cm.

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

Avec : h_e est la hauteur du voile

• **La hauteur de RDC (323cm)**

$$h = h_e - h_t \longrightarrow h_e = 323 - 20 = 303 \text{ cm.}$$

Alor : $e \geq \frac{303}{20} \rightarrow e \geq 15.15\text{cm}$

• **La hauteur du l'étage courant (306cm) :**

$$h_e = h - h_t \rightarrow h_e = 306 - 20 = 286\text{cm.}$$

Alor : $e \geq \frac{286}{20} \rightarrow e \geq 14.3 \text{ cm.}$

On aura donc : $e = \max(15.15, 14.3) \longrightarrow e = 15.15\text{cm.}$

Finalement on prend ($e = 20\text{cm}$) une valeur constante pour tous les voiles.

Vérification : l'épaisseur minimale selon le RPA dans la zone IIA est 15cm.

Dans notre ouvrage $e=20\text{cm} > 15\text{cm}$ (condition vérifier)

• **Largeur minimal du voile (L_{\min}) :**

Selon l'article 7.7.1 du RPA 99/2003 la largeur minimal du voile doit vérifier la condition suivante :

$$L_{min} \geq 4a$$

a = épaisseur du voile qui est égale 20cm.

Alor : $L_{min} \geq 4 \times 20 \rightarrow L_{min} \geq 80 \text{ cm}$.

Conclusion :

Epaisseur du voile =20cm

Largeur min =80cm.

II.1.4.Les poteaux :

Ce sont des éléments verticaux qui composent le squelette du bâtiment, ils se caractérisent par leurs longueurs et leurs sections.

Leurs prés -dimensionnements s'effectue à l'ELS (état limite de service) pour le poteau le plus sollicité en compression simple, selon la combinaison suivante :

$$N_s = G + Q \text{ avec } N_s : \text{effort normal repris par le poteau.}$$

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

L'effort normal N_s sera déterminé par le procéder de la descente de charge donné par le règlement (BAEL99) qui se fait comme suit :

• **Descente de charge :**

La descente de charge consiste à calculer pour le poteau le plus sollicité, les charges reprise par celui-ci et de les cumuler en partant du dernier niveau au premier niveau et cela jusqu' aux fondations, pour lui trouver la section adoptée dans les différents étages.

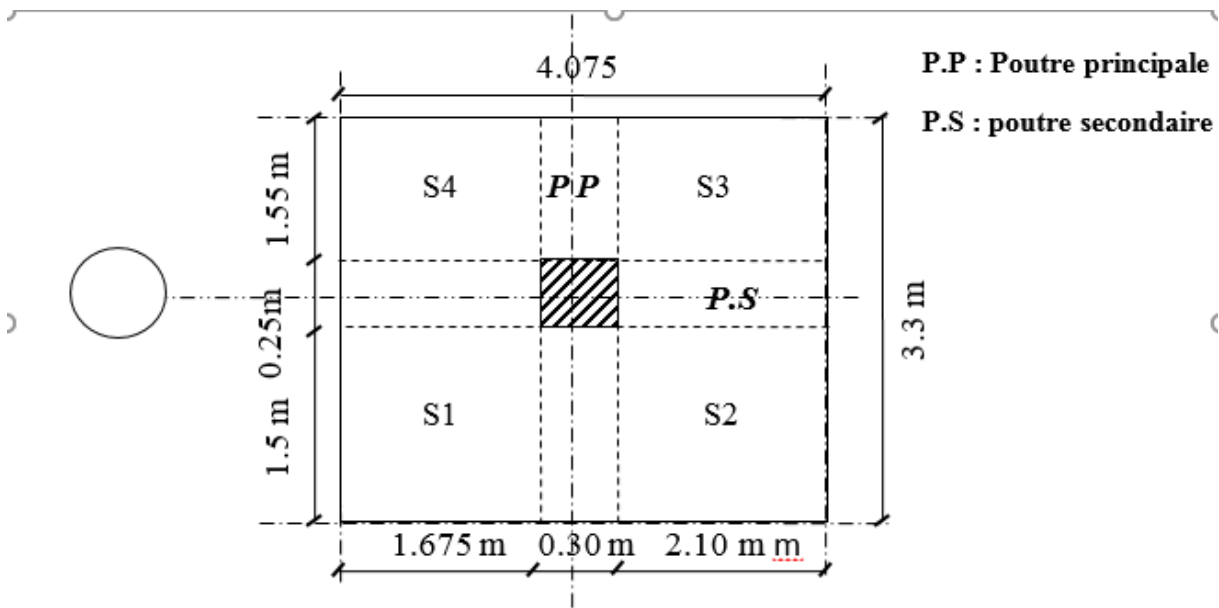


Figure II.6. Surface d'influence du poteau le plus sollicité P E6.

- **Surface d'influence :**

La surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité

La surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité :

- **Section nette :**

$$S = S1 + S2 + S3 + S4.$$

- $S1 = 1.5 \times 1.675 = 2.512 \text{ m}^2.$
- $S2 = 1.5 \times 2.10 = 3.15 \text{ m}^2.$
- $S3 = 1.55 \times 2.10 = 3.255 \text{ m}^2.$
- $S4 = 1.55 \times 1.675 = 2.596 \text{ m}^2.$

$$S_{\text{nette}} = 2.512 + 3.15 + 3.225 + 2.596 = 11.483 \text{ m}^2.$$

- **Section brute :**

$$S_{\text{brutte}} = S_{\text{totale}} = 3.3 \times 4.075 = 13.447 \text{ m}^2.$$

II.2. Evaluation des charges permanentes et surcharges exploitation :

Introduction :

Pour désigner les valeurs des charges permanentes et charges d'exploitation, on se réfère au document technique réglementaire (**DTR B .C.2.2**).

- Les charges permanentes (G).
- Les surcharges d'exploitation (Q).
-

A. Les charges permanentes G :

1. Plancher terrasse inaccessible :

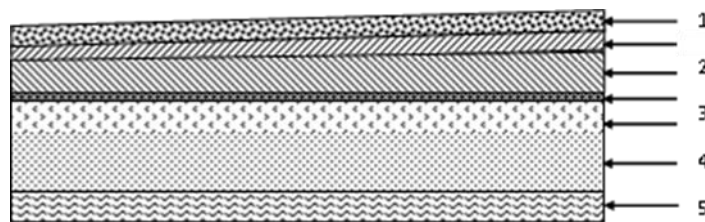


Figure II.7. Coupe verticale d'un plancher

On a, la charge $G = \rho e$

ρ : Poids volumique

e : l'épaisseur de l'élément

Tableau II.2. Évaluation des charges G d'un plancher terrasse inaccessible.

N°	Désignation	Épaisseur (m)	ρ (KN / m ³)	G _T (KN / m ²)
1	Couche de gravillon	0.05	17	0.85
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton	0.07	22	1.54
4	Feuille de polyane	0.04	0.25	0.01
5	Isolation thermique (liège)	0.04	4	0.16
6	Plancher en corps creux.	0.20	14	2.8
7	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
G Total (KN/m²)				5.68

2. Plancher terrasse accessible :

Tableau II.3. Évaluation des charges G d'un plancher terrasse accessible.

N°	Désignation	Épaisseur (m)	ρ (KN / m ³)	G _T (KN / m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.03	20	0.60
3	Couche de sable	0.03	22	0.66
4	Étanchéité	0.02	6	0.12
5	Plancher en corps creux.	0.20	14	2.8
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36
G Total (KN/m²)				4.94

4. Plancher étage courant :

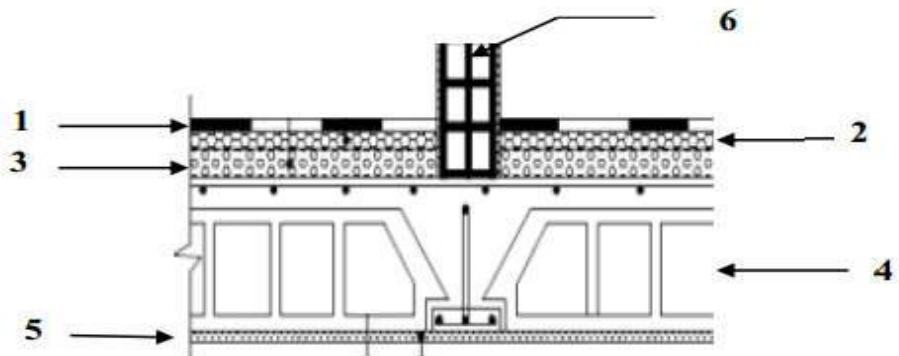


Figure II.8. Coupe transversale du plancher étage courant.

Tableau II.4. Évaluation des charges G d'un étage courant.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN / m ³)	G _c (KN / m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.03	20	0.60
3	Couche de sable	0.03	22	0.66
4	Plancher en corps creux	0.20	14	2.8
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons intérieures	0.1	9	0.90
G_{Total} (KN/m²)				5.56

5. Maçonnerie :

➤ Mur extérieur :

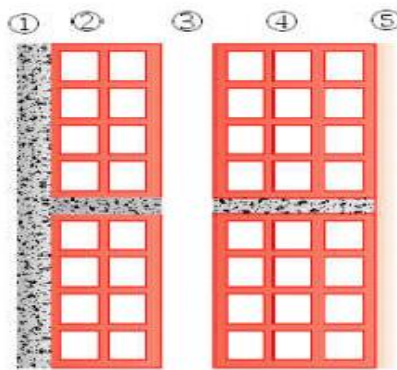


Figure II.9. Coupe verticale d'un mur extérieur.

Eléments	Epaisseur(m)	ρ (KN / m ³)	Poids(KN/m ²)
1- Enduit ciment	0.02	18	0.36
2-Brique creuse	0.10	9	0.90
3- lame d'air	5	0	0.00
4-Brique creuse	0.15	9	1.35
5-Enduit plâtre	0.02	10	0.20
G_{Total} (KN/m²)			2.81

Tableau II.5. Evaluation des charges G revenant aux murs extérieurs.

➤ Mur intérieur :

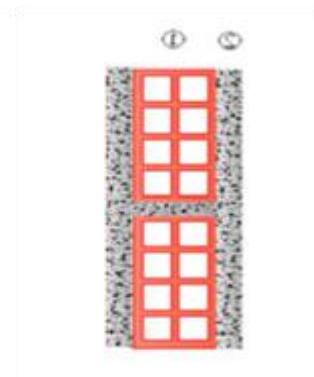


Figure II.10. Coupe verticale d'un mur intérieur.

N	Eléments	Epaisseur(m)	ρ (KN / m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Brique creuse	0.10	9	0.90
2	Enduit plâtre	0.04	10	0.40
			G_{Total} (KN/m²)	1.30

Tableau II.6. Evaluation des charges G revenant aux murs intérieurs.

6. Dalle pleine :

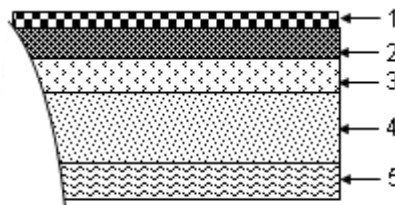


Figure II.11. Coupe transversale de la dalle pleine.

Tableau II.7. Évaluation des charges G de la dalle pleine.

N	Désignation	Épaisseur e [m]	Poids volumique ρ [KN/m ³]	Charge G _p [KN / m ²]
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.03	18	0.54
3	Couche de sable	0.02	22	0.44
4	Dalle pleine en béton armé	0.15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
			G_{total} (Kn/m²)	5.49

B. Surcharge d'exploitation Q :

Elément	Surcharge (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher terrasse accessible	1.5
Plancher à usage d'habitation	1.5
Acrotère (action de la main courante)	1
Escaliers	2.5
Séchoir	3.5

Tableau II.8. Surcharges d'exploitation des différents éléments secondaires.**II.3. Calcule des poids propre des éléments :****❖ Poids de plancher :**

$$G_{pt} = S_{nette} \times GT$$

- Plancher terrasse : $G_{pt} = 11,483 \times 5,68 = 65,22 \text{ KN}$.
- Plancher d'étage courant : $G_{pc} = 11,483 \times 5,56 = 63,85 \text{ KN}$.

❖ Poids des poutres :

- Poutre principale $G_{pp} = (0,30 \times 0,40) \times (1,55 + 1,5) \times 25 = 9,156 \text{ KN}$.
- Poutre secondaire $G_{ps} = (0,25 \times 0,35) \times (2,10 + 1,675) \times 25 = 8,25 \text{ KN}$.

Donc le poids total des poutres est : $G_p = 17,407 \text{ KN}$.

❖ Poids propre des poteaux :

Pour le pré-dimensionnement des poteaux, on calcule leurs poids après avoir fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure :

$$\left. \begin{array}{l} b = 25 \text{ cm} \\ h = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm} \text{ en zone II}_a \text{ (Art 7.4.1.RPA99/2003).}$$

- Poids poteau RDC : $P_{RDC} = (0,25 \times 0,25 \times 3,23) \times 25 = 5,05 \text{ KN}$.
- Poids poteau d'étage courant : $P_{e.courant} = (0,25 \times 0,25 \times 3,06) \times 25 = 4,78 \text{ KN}$.

A. Surcharge d'exploitation :

$S_{brute} = 13,447m^2.$

- Plancher terrasse inaccessible : $Q_0 = 1.00 \times 13,447 = 13,447$ KN.
- Plancher 1^{er} à 9^{ème} étage : $Q_1 = Q_2 = \dots = Q_9 = 1.5 \times 13,447 = 20.17$ KN.
- Plancher RDC : $Q_{10} = 3.5 \times 13,447 = 47.06$ KN.

B. Loi de dégression des charges d'exploitation : (DTR.B.C.2.2/Art6.3) :

Le document technique réglementaire (DTR. B.C.2.2) nous impose une dégression des charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanété d'application des surcharges sur tous les planchers. Cette loi s'applique au bâtiment très élancé ; dont le nombre de niveaux est supérieur à 5 ce qui notre cas.

La loi de dégression des surcharges est comme suit :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i, \text{ pour } n \geq 5.$$

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i .

n : numéro de l'étage du haut vers le bas.

Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

Coefficient de dégradation des surcharges :

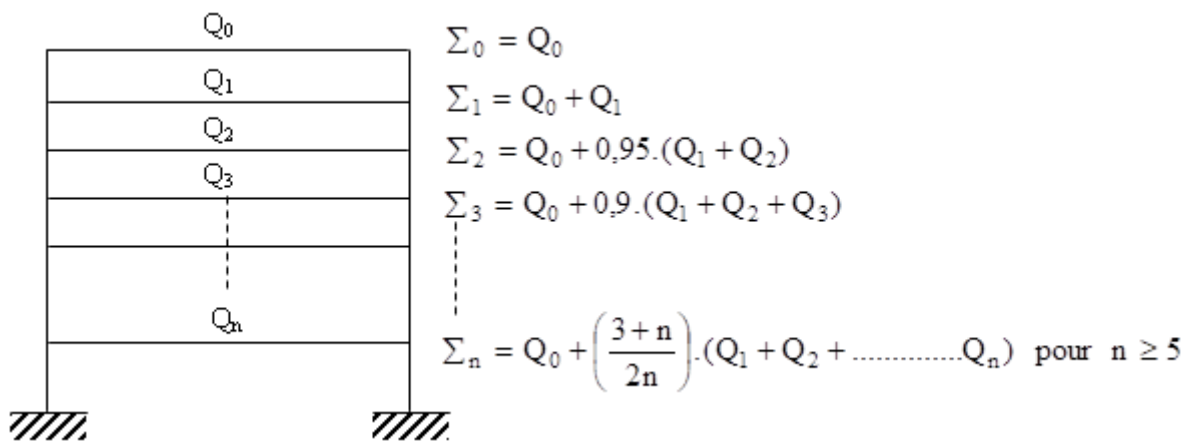


Figure II.12. Loi de dégression des surcharges.

Dégression verticale des surcharges d'exploitation :

Niveau	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
Coeff	1	1	0,95	0,9	0,85	0,8	0,75	0,714	0,687	0,666	0,65

Tableau II.9. Coefficients de dégression des charges.**Les surcharges cumulées :**Niveau 9 : Q_0 Niveau 8 : $Q_0 + Q_1$ Niveau 7 : $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$ Niveau 6 : $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ Niveau 5 : $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$ Niveau 4 : $Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$ Niveau 3 : $Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$ Niveau 2 : $Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$ Niveau 1 : $Q_0 + 0,687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$ RDC : $Q_0 + 0,666 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$ **Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression :**Niveau 9 : $Q_0 = 13,447 \text{ KN}$ Niveau 8 : $13,447 + 20,17 = 33,617 \text{ KN}$ Niveau 7 : $13,447 + 0,95 (20,17 \times 2) = 51,77 \text{ KN}$ Niveau 6 : $13,447 + 0,90 (20,17 \times 3) = 70,93 \text{ KN}$ Niveau 5 : $13,447 + 0,85 (20,17 \times 4) = 82,02 \text{ KN}$ Niveau 4 : $13,447 + 0,80 (20,17 \times 5) = 94,12 \text{ KN}$ Niveau 3 : $13,447 + 0,75 (20,17 \times 6) = 104,21 \text{ KN}$ Niveau 2 : $13,447 + 0,714 (20,17 \times 7) = 114,25 \text{ KN}$ Niveau 1 : $13,447 + 0,687 (20,17 \times 8) = 124,30 \text{ KN}$ RDC : $13,447 + 0,666 [(20,17 \times 9) + 47,06] = 170,48 \text{ KN}$

▪ **Tableau récapitulatif de la descente de charges :**

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

NIVEAU	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitations [kN]		Efforts normaux $N=G_c+Q_c$ [kN]	Section du poteau [cm ²]		
	G plancher	G Poutre	G poteau	G _{totale}	G _{cumulée}	Q _i	Q _c		Section trouvée		Section adoptée [cm ²]
									Section calculer	Section minimal RPA	
9	65,22	17,407	0	82,62	82,62	13,447	13,447	96,067	128,0	25 × 25	35 × 35
8	63,85	17,407	4,78	86,037	168,657	20,17	33,617	202,274	269,698	25 × 25	35 × 35
7	63,85	17,407	4,78	86,037	254,694	20,17	51,77	306,464	408,618	25 × 25	35 × 35
6	63,85	17,407	4,78	86,037	340,731	20,17	70 ,93	411,661	548,88	25 × 25	35 × 35
5	63,85	17,407	4,78	86,037	426,768	20,17	82 ,02	508,788	678,384	30 × 30	40 × 40
4	63,85	17,407	4,78	86,037	512,805	20,17	94,12	606,925	809,92	30 × 30	40 × 40
3	63,85	17,407	4,78	86,037	598,842	20,17	104,21	703,052	937,402	35 × 35	40 × 40
2	63,85	17,407	4,78	86,037	684,879	20,17	114,25	799,129	1065,550	35 × 35	45 × 45
1	63,85	17,407	4,78	86,037	770,916	20,17	124,30	896,216	1194,954	35 × 35	45 × 45
RD C	63,85	17,407	5,05	86,307	857,223	47,06	170,48	1027,703	1370,270	40 × 40	45 × 45

Tableau II.10. Tableau récapitulatif des calculs relatifs à chaque niveau et de la détermination de la section des poteaux.

C. Vérification des sections des poteaux aux recommandations de RPA[Art7.4.1/ RPA 99. Version 2003] :

Selon l'article (Art 7.4.1) du RPA 99 version 2003 : les dimensions de la section transversale des poteaux en zone II_a doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

b et h : dimensions des poteaux

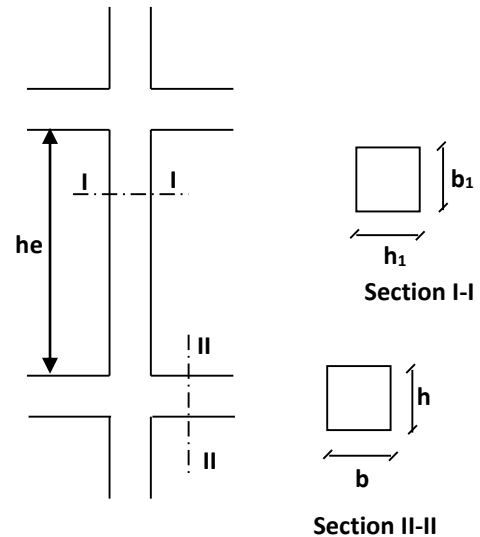


Figure II.13. Coffrage des poteaux.

Conclusion : Les sections des poteaux sont conformes aux exigences du RPA 99.

Poteaux	Conditions exigées par le RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
45×45	$\text{min}(b, h) \geq 25\text{cm}$	$\text{min}(45,45) = 45 \geq 25\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\text{min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{H_e}{20} = \frac{3,06}{20} = 15,3 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 = 0,25 < 1 < 4$	
40×40	$\text{min}(b, h) \geq 25\text{cm}$	$\text{min}(40,40) = 40 \geq 25\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\text{min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{H_e}{20} = \frac{3,06}{20} = 15,3 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 = 0,25 < 1 < 4$	
35×35	$\text{min}(b, h) \geq 25\text{cm}$	$\text{min}(35,35) = 35 \geq 25\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\text{min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{H_e}{20} = \frac{3,06}{20} = 15,3 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 = 0,25 < 1 < 4$	

Tableau II.11. Vérifications aux exigences du RPA

D. Vérification de la résistance des poteaux vis-à-vis du flambement de RPA 99 version 2003 :

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

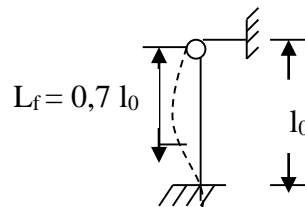
Les structures élancées doivent être vérifiées en tenant compte de l'amplification des déformations dues à l'effort normal dans les pièces comprimées.

Afin d'éviter le risque de flambement des poteaux, l'élancement λ de ceux-ci devra satisfaire l'équation suivante.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 ; \text{ (CB93 Art B.8.4.1)}$$

Avec :

L_f : Longueur de flambement d'un poteau ($L_f = 0.7 l_0$) (poteau encasturé à la base et articulé en tête) [BAEL91r 99/art B.8.3, 31].



l_0 : Longueur libre du poteau.

λ : élancement du poteau.

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

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

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

D'où :

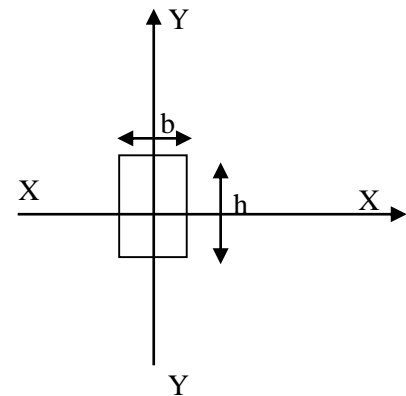


Figure II.14. Section du poteau.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{hb^3}{12}}} = \frac{0.7 L_0 \sqrt{12}}{b} \Rightarrow \lambda = 0.7 \sqrt{12} \frac{L_0}{b}$$

En simplifiant la formule, on aura : $\lambda = 2,42 \frac{L_0}{b}$

- Poteau (45×45) cm² (RDC, 2^{ème}, étage) :

$$\lambda = 2,42 \times 3,06 / 0,45 = 16,45 < 35 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Poteau (40 × 40) cm² (3^{ème}, 5^{ème}, étage) :

$$\lambda = 2,42 \times 3,06 / 0,40 = 18,51 < 35 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Poteau (35 × 35) cm² (6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème} étage) :

$$\lambda = 2,42 \times 3,06 / 0,35 = 21,16 < 35 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La condition étant vérifiée, donc tous les poteaux de l'ossature sont prémunis contre le flambement.

Conclusion :

Le pré-dimensionnement que nous avons effectué sur les éléments structuraux a pour but d'assurer la résistance, la stabilité et l'économie de la structure, tout en satisfaisant les règles de RPA et les différents critères ;

Après que nous avons fini le pré-dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

		Les dimensions	
Hauteur du plancher à corps creux en polystyrène	$G h_t = 20 \text{ cm (16+4)}$		
Epaisseur de la dalle pleine	15 cm		
Poutres principales	(30 × 40) cm ²		
Poutres secondaires	(25 × 35) cm ²		
Poutres palières	(25 × 35) cm ²		
Poutres de chaînage	(25 × 30) cm ²		
Poteaux	RDC a 2 ^{ème} , étage	(45 × 45) cm ²	
	3 ^{ème} a 5 ^{ème} étage	(40 × 40) cm ²	
	6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} étage	(35 × 35) cm ²	
Epaisseur des voiles	e = 20 cm		

Tableau II.12. Récapitulatif des résultats

Ces résultats nous servirons de base dans la suite de nos calculs aux prochains chapitres.

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS

INTRODUCTION :

Ce chapitre est consacré pour le calcul et dimensionnement des éléments secondaires de notre ouvrage (élément non structuraux), qui ne font pas partie du système de contreventement.

Le calcul se fera conformément aux règles **BAEL** (99 /modifier 90), **RPA 2003**.

Ces éléments sont :

- L'acrotère.
- Les planchers.
- Les escaliers.

III .1.Calcul de l'acrotère :

Elément secondaire en béton armé entourant est sécurisé la terrasse du bâtiment.

L'acrotère est sollicité par son poids propre G et l'effort horizontal Q (1KN/ml) du à la main courante engendrant un moment renversant M .

Le calcul des armatures se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS pour une bande de 1m de largeur soumise à la flexion composée avec compression.

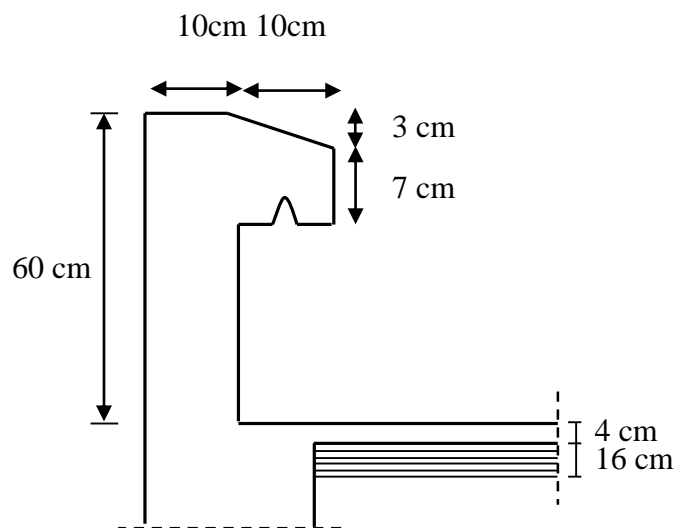


Figure III.1.1. Coupe verticale de l'acrotère.

III .1.1.Détermination des sollicitations :**A. Le chargement :**

- **Poids propre : $G = \rho \times S$.**

- ρ : Masse volumique du béton.
- S : Section longitudinale de l'acrotère.

$$G = \rho \times S = 25 \left[(0,6 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) + (0,03 \times \frac{0,1}{2}) \right] = 1,7125 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1,7125 \text{ KN/ml}$$

- La surcharge d'exploitation horizontale : $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$

B. Calcul des sollicitations :

- Effort normal dû au poids propre G : $N = G \times 1 \text{ ml} = 1.7125 \text{ KN}$
- Effort tranchant : $T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$
- Moment de renversement M dû à la surcharge Q :

$$M = Q \times H \times 1 = 1 \times 0,6 \times 1 \text{ ml} = 0,60 \text{ KN.m}$$

C. Diagramme des efforts :

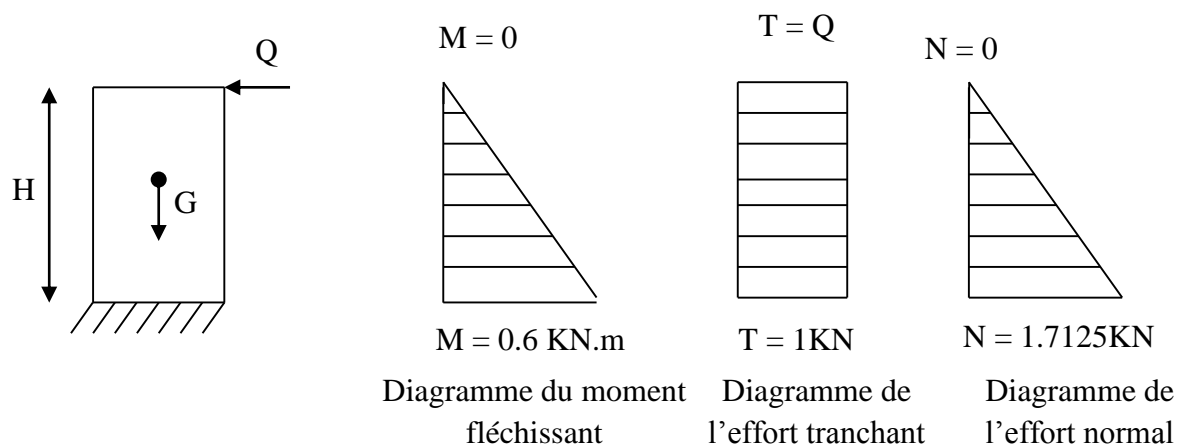


Figure III.1.2. Diagrammes des efforts internes.

III .1.2.Les combinaisons de charges :

- **ELU : $1.35G + 1.5Q$:**

$$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.7125 = 2.3118 \text{ KN.}$$

$$M_u = 1.5 \times M = 1.5 \times 0.6 = 0.90 \text{ KN.m.}$$

$$T_u = 1.5 \times T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

- **ELS : $G+Q$:**

$$N_s = G = 1.7125 \text{ KN.}$$

$$M_s = M = 0.60 \text{ KN.m.}$$

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

III.1.3.Ferraillage de l'acrotère :

Le ferraillage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire ; pour le calcul on considère une section ($b \times h$) cm^2 soumise à la flexion composée.

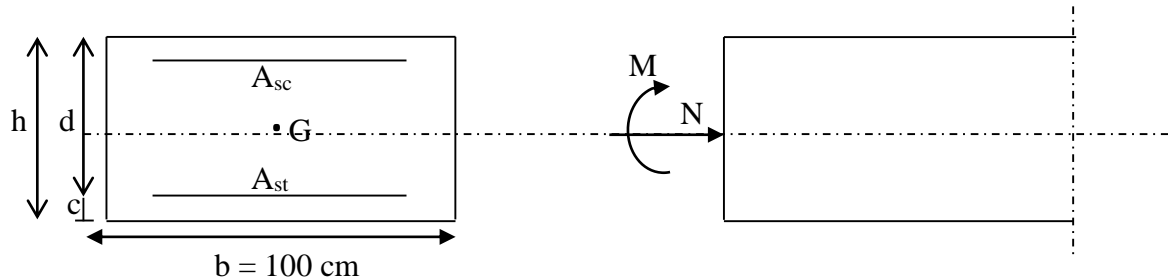


Figure III.1.3. Schéma statique de calcul de l'acrotère.

h : Epaisseur de la section : 10 cm.

b : Largeur de la section : 100 cm.

c et c' : Enrobage : 3 cm.

$d = h - c$: Hauteur utile.

M_f : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

A. Calcul des armatures à L'ELU :

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

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2.3118} = 0.389 \text{ m} = 39 \text{ cm}$$

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

Avec : M_u : moment dus à la compression.

N_u : effort de compression.

e_u : excentricité.

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

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

B. Calcul en flexion simple :

➤ **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g$$

$$M_f = N_u \times [e_u + (\frac{h}{2} - c)]$$

Avec :

g : distance entre (CP) et le centre de gravité des armatures inferieures tendues.

$$M_f = N_u \times [\frac{M_u}{N_u} + \frac{h}{2} - c].$$

$$M_f = M_u + N_u (\frac{h}{2} - c).$$

$$M_f = 0.9 + 2.3118 (\frac{0.10}{2} - 0.03).$$

$$M_f = 0.946 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,946 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.014$$

$$\mu_u = 0.014 < \mu_{id} = 0.392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée (S.S.A)}$$

$$\mu_u = 0.014 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,993$$

➤ **Armatures fictives :**

$$A_{st} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0,946 \times 10^3}{0.993 \times 7 \times 348} = 0,39 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

C. Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures :

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,39 - \frac{2,3118}{34,8} = 0,32 \text{ cm}^2.$$

$A_{sc} = 0 \rightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

➤ On opte pour une section d'armature **4HA8** $\Rightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2$

Avec un espacement **S_t = 25 cm**

III .1.4.Vérification à l'ELU :**➤ Conditions de non fragilité du béton (A.4.2,1/BAEL91modifié 99) :**

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

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

On doit vérifier que : $A_{st} \geq A_{min} = 0,23. b. d \frac{f_{t28}}{f_e} \frac{e_s - 0,455 d}{e_s - 0,185 d}$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2.3118} = 0.389 \text{ m} = 39 \text{ cm}$$

Avec : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$.

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} \times \frac{39 - 0,445 \times 7}{39 - 0,185 \times 7} = 0,80 \text{ cm}^2.$$

$A_{st} = 2,01 > A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2 \text{ Soit } A_r = 2.01 \text{ cm}^2 = \mathbf{4HA8}$$

Avec un espacement $S_t = \mathbf{30 \text{ cm}}$.

➤ Vérification au cisaillement (A.5.1,21/BAEL91modifié 99) :

La fissuration est considérée comme préjudiciable, d'où :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_d}; 4 \text{ MPa} \right\}$

$\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

$V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$

V_u : effort tranchant.

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}.$$

$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,021 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$

➤ Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de l'entraînement des barres (A.6.1,3/BAEL91modifié 99) :**

Le béton armé est composé de béton et d'acier, donc il est nécessaire de connaître le comportement à l'interface entre ces deux matériaux.

On doit vérifier que : $\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9.d.\sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$

Avec :

Ψ_s : Coefficient de scellement.

U_i : Périmètre utile de la barre « i ».

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

$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,48 \text{ mm}$; n : nombre de barres.

$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 100,48} = 0,237 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$

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

➤ **Ancrage des barres (Art A.6.1.22 BAEL 91 modifié 99) :**

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.

La longueur de scellement droit est donnée par la loi :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

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

$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,219 \text{ cm} \implies L_s = 30 \text{ cm}$

➤ **Vérification de l'espacement des barres (Art A.8.2,42/BAEL modifié99) :**

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

- Armatures de répartition : $S_t \leq \min (4h, 45\text{cm}) = 40 \text{ cm}$
 $S_t = 30 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$

✓ Donc les armatures sont convenablement réparties.

III .1.5.Vérification à l'ELS :

➤ **Etat limite de compression de béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :**

A. Vérification des contraintes dans l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$

—————> Fissuration préjudiciable.

Les aciers : $\left\{ \begin{array}{l} \text{HA : } \Phi \geq 6\text{mm} \\ \text{feE400} \Rightarrow \eta = 1,6 \end{array} \right.$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266.667; 201.636 \}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.636 \text{ MPa.}$$

Calcul β_1 :

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} \rightarrow \rho_1 = 0,287$$

$$\rho_1 = 0,287 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K_1 = 43,82 \\ \beta_1 = 0,915 \end{array} \right\} \dots \text{à partir des tableaux à l'ELS}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,915 \times 7 \times 2,01} = 46,60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 46,60 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{st} = 201.636 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

✓ La section n'est pas vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.

B. Vérification des contraintes dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{46,60}{43,82} = 1,06 \text{ MPa.}$$

D'où :

$\sigma_{bc} = 1,06 \text{ MPa.} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad$ la condition est vérifiée alors, il n'y'a pas de fissuration dans le béton comprimée.

III .1.6.Vérification de l'acrotère au séisme (RPA 99version 2003/ Art 6.2.3) :

D'après le RPA99 version 2003, les forces horizontales de calcul (F_p) agissent sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculés suivant la formule :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) du RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone sismique : IIa} \\ \text{Groupe d'usage : 2} \end{array} \right\} \rightarrow \mathbf{A = 0.15}$$

C_p : Facteur de forces horizontales pour un élément secondaire variant entre 0.3 et 0.8 (voir tableau (6-1) du RPA 99 modifié 2003), dans notre cas $C_p = 0,8$.

W_p : Poids de l'acrotère, $W_p = 1,7125 \text{ KN/ml}$

D'où :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,7125 = 0,822 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

- ✓ La condition étant vérifiée, donc l'acrotère sera calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.
- ✓ On adopte pour le ferrailage celui adopté précédemment.

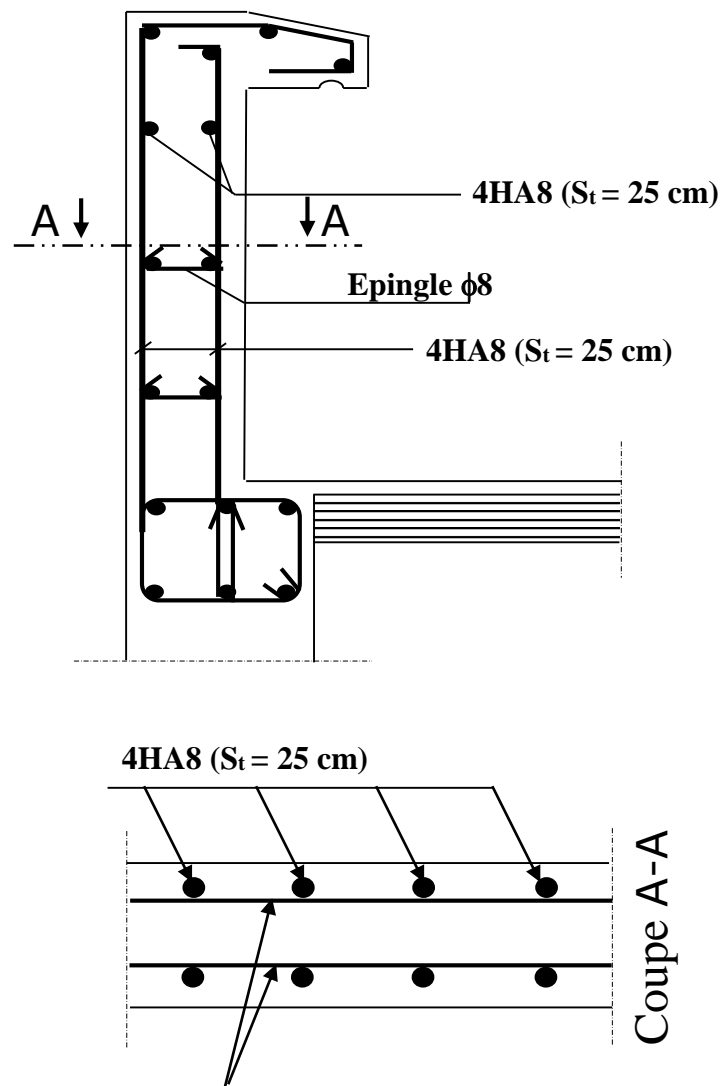
III.1.7. Plan de ferrailage de l'acrotère :

Figure III.1.4. Ferrailage de l'acrotère.

CONCLUSION :

Le ferrailage retenu pour l'acrotère est le suivant :

- ✓ Armatures principales : 4 HA 8, $S_t = 25$ cm.
- ✓ Armatures de répartitions : 4 HA 8, $S_t = 25$ cm.

III .2.Calcul de l'escalier

Introduction :

L'escalier est un élément d'ouvrage permettant de passer à pied d'un étage à un autre est composé d'une succession régulière de plan horizontal consistant en des marches et des paliers.

III .2.2.Terminologie :

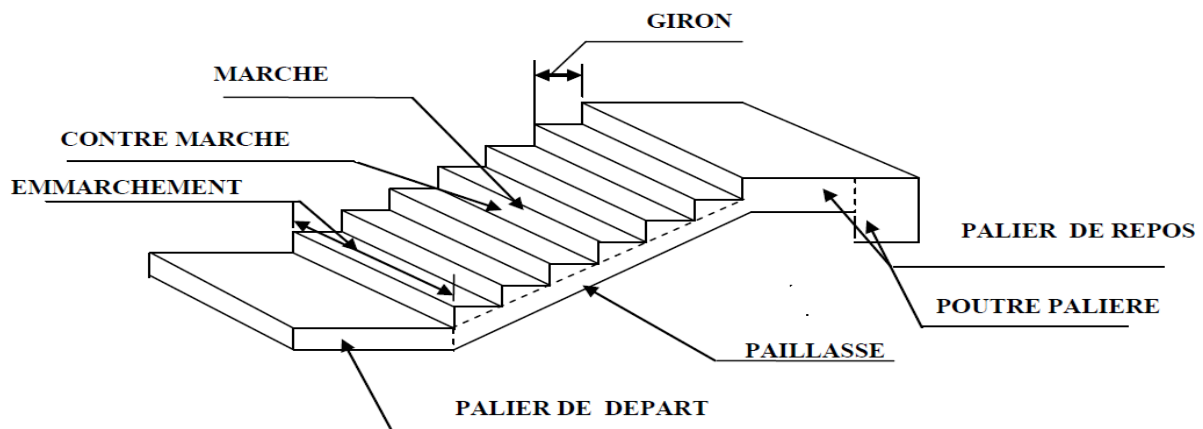


Figure III.2.1. Coupe verticale de l'escalier.

- **La marche :** est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- **La contre marche :** est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- **Le giron g :** est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches successives.
- **La volée :** est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers consécutifs.
- **Le palier :** est la plateforme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- **La paillasse d'épaisseur e_p :** est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- **L'emmarchement (E) :** représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée :** représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65 m de collet, si $E \geq 1$ m.

III .2.3.Pré-dimensionnement des escaliers :

Cette partie consiste à l'étude des escaliers de l'étage courant qui comporte deux volées identique d'une hauteur $H=1,53$ m avec un palier intermédiaire.

Le pré dimensionnement se fera comme pour une poutre simplement appuyée sur ces deux extrémités.

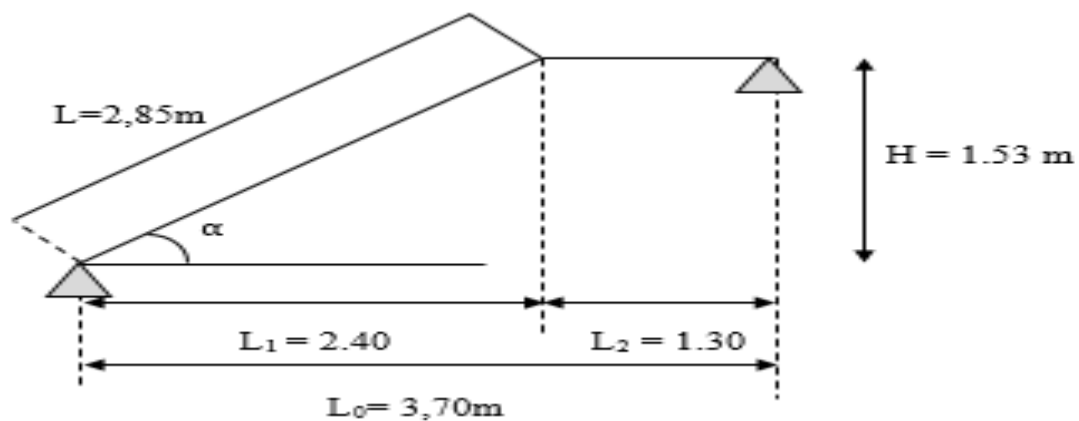


Figure III.2.2. Schéma statique de l'escalier.

➤ **Hauteur des contres marches :**

La hauteur de la contre marche varie entre : $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$.

Pour qu'elle soit confortable, on adopte : $h=17\text{cm}$.

➤ **Nombre de contre marche :**

La hauteur d'étage courant égal à : $h=306\text{cm}$.

Donc $H = \frac{h}{2} = \frac{306}{2} = 153\text{cm}$.

$n = \frac{H}{17} = \frac{153}{17} = 9$ soit $n=9$ contres marches.

➤ **Nombre de marche :**

$m = n - 1 \rightarrow m = 9 - 1 = 8$

soit $m=8$ marches réparties par volée.

➤ **Le giron :**

$$g = \frac{L}{n-1}$$

$L = 240\text{cm}$ (représente la trajectoire que suivra une personne empruntant l'escalier)

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30\text{ cm.}$$

• **Vérification de la relation de BLONDEL :**

$$59\text{ cm} \leq 2h + g \leq 66\text{ cm.}$$

$2h+g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm}$. $59 \text{ cm} \leq 2h+g = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

➤ **Emmarchement :**

$E = 1,3 \text{ m}$.

III.2.4. Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

L'épaisseur de la paillasse et du palier est donnée par la condition suivante :

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

- **Angle d'inclinaison :**

$$\tan(\alpha) = \frac{H}{L_2} = \frac{153}{240} = 0,64 \rightarrow \alpha = 32,62^\circ$$

$$\cos(\alpha) = \frac{L_2}{L} \Rightarrow L = \frac{L_2}{\cos \alpha} = \frac{2,40}{\cos 32,62} = 2,85 \text{ m}.$$

$$\longrightarrow L_0 = L + L_2$$

Donc : $L_0 = 2,85 + 1,30 = 4,15 \text{ m}$.

$$\frac{415}{30} \leq e_p \leq \frac{415}{20}$$

$13,83 \text{ cm} \leq e_p \leq 20,75 \text{ cm}$ On prend : **$e_p = 15 \text{ cm}$** .

✓ Donc l'épaisseur de la paillasse et du palier est : **15 cm**.

III .2.5. Détermination des sollicitations de calcul :

➤ **Charges permanentes :**

▪ **Volée (Paillasse) :**

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ (kN/m ³)	G (KN/ml)
Poids propre de la paillasse	$\frac{1 \times 0,15}{\cos 32,62}$	25	4.45
Poids propre des marches	$\frac{0,17 \times 1}{2}$	25	2.125
Revêtement en carrelage	0.22	22	0.44
mortier de pose	0.22	20	0.40
Lit de sable	0.03	18	0.54
Gard corps	-	-	0.20

Tableau III.2.1. Charge permanente de la volée.

$G_v = 8.155 \text{ KN/ml}$

- Palier :

Désignation	Épaisseur (m)	Poids volumique ρ (kN/m ³)	G (kN/ml)
Poids propre du palier	0.15	25	3.75
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.03	18	0.54
			G_p = 5.13 KN/ml

Tableau III.2.2. Charge permanente du palier.

- Surcharge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers est donnée par le DTR B.C.2.2 [19] pour une construction à usage d'habitation et service elle est la même pour la volée et le palier.

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

- Combinaisons de charges :

- L'état limite ultime (ELU) :

$$q_u = 1.35 G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 8,155 + 1,5 \times 2,5) = 14.75 \text{ KN/ml. (Volée)}$$

$$q_u = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 5,13 + 1,5 \times 2,5) = 10.68 \text{ KN/ml. (Palier)}$$

$$q_u = 1.35 \times 1,794 = 2.42 \text{ KN/ml. (Mur)}$$

- L'état limite de service (ELS) : $q_s = G + Q$

- La volée : $q_s = G_v + Q_v = (8,145 + 2,5) = 10.645 \text{ KN/m.}$

- Le palier : $q_s = G_p + Q_p = (5,13 + 2,5) = 7.63 \text{ KN/m.}$

- Le mur : $q_s = 1 \times 1,794 = 1,794 \text{ KN/ml.}$

- La charge concentrée : charge du mur intérieur.

$$G_m = \rho (H - e) = 1.30 (1.53 - 0.15) = 1.794 \text{ KN/ml.}$$

Avec :

- ρ : Poids volumique du mur intérieur.
- H : hauteur du mur.
- e : épaisseur du palier.

$$q_u = 1.35 \times 1,794 = 2.42 \text{ KN/ml.}$$

III .2.6. Calcul des moments et efforts tranchants à l'ELU :

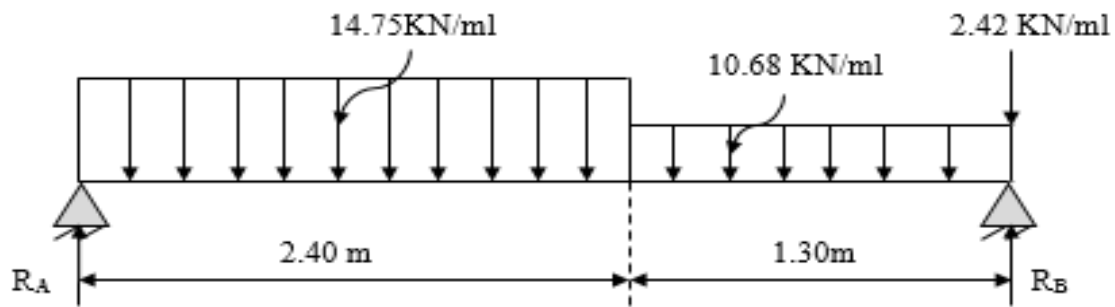


Figure III.2.3. Schéma statique de calcul à l'ELU.

❖ Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F = 0 \longrightarrow R_A + R_B = (14.75 \times 2.40) + (10.68 \times 1.30) + 2.42 = 51.7 \text{ KN.}$$

$$R_A + R_B = 51.7 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$- R_B \times 3.7 + 14.75 \times 2.4 \times \frac{2.4}{2} + 10.68 \times 1.3 \times (2.4 + \frac{1.3}{2}) + 2.42 \times 3.7 = 0.$$

$$\text{Donc : } R_B = 25.346 \text{ KN.}$$

$$R_A = 26.354 \text{ KN.}$$

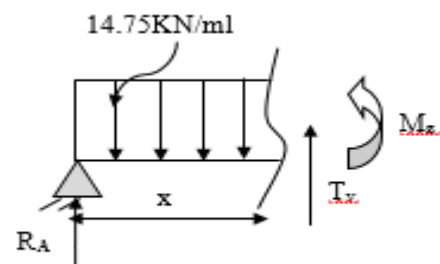
❖ Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

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

• Efforts tranchants :

$$\sum F/yy' = 0 \rightarrow T_y = 14,75x - 26.,$$

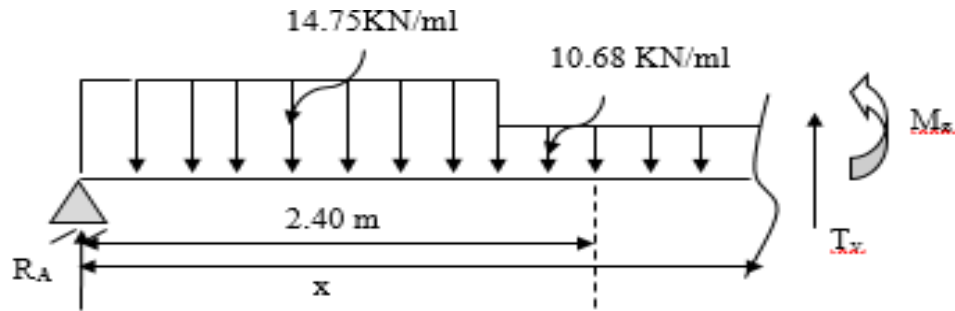
$$354 \quad \begin{cases} x = 0\text{m} \rightarrow T_y = -26,354 \text{ KN.} \\ x = 2,40\text{m} \rightarrow T_y = 8,61 \text{ KN.} \end{cases}$$



• Moments fléchissant :

$$\sum M/A = 0 \rightarrow M_z = 26,354x - 14,75 \frac{x^2}{2} \quad \begin{cases} x = 0\text{m} \rightarrow M_z = 0 \text{ KN. m} \\ x = 2,40\text{m} \rightarrow M_z = 20,76 \text{ KN. m} \end{cases}$$

➤ 2^{er} tronçon : $2,40\text{m} \leq x \leq 3,7\text{m}$:



- **Efforts tranchants :**

$$\sum F/yy' = 0 \rightarrow T_y = 14,75(2,40) + 10,68(x - 2,40) - 26,354$$

$$\begin{cases} x = 2,40\text{m} \rightarrow T_y = 9,05 \text{ KN.} \\ x = 3,7\text{m} \rightarrow T_y = 22,93 \text{ KN.} \end{cases}$$

- **Moments fléchissant :**

$$\sum M/A = 0 \rightarrow M_z = 26,354x - 14,75(2,40) \left[x - \frac{2,40}{2} \right] - \frac{10,68}{2} (x - 2,40)^2$$

- **Calcul du moment maximal $M_{z\text{max}}$:**

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule

D'où :

$$T_y(x) = \frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \rightarrow T_y = 14,75x - 26,354 = 0 \rightarrow x = 1,79 \text{ m.}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 1,79 \text{ m}$.

$$\text{Donc : } M_{z \text{ max}} = 26,354 (1,79) - 14,75 \frac{(1,79)^2}{2}$$

$$M_{z \text{ max}} = 23,54 \text{ kN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur pour le moment $M_{u\text{max}}$ aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

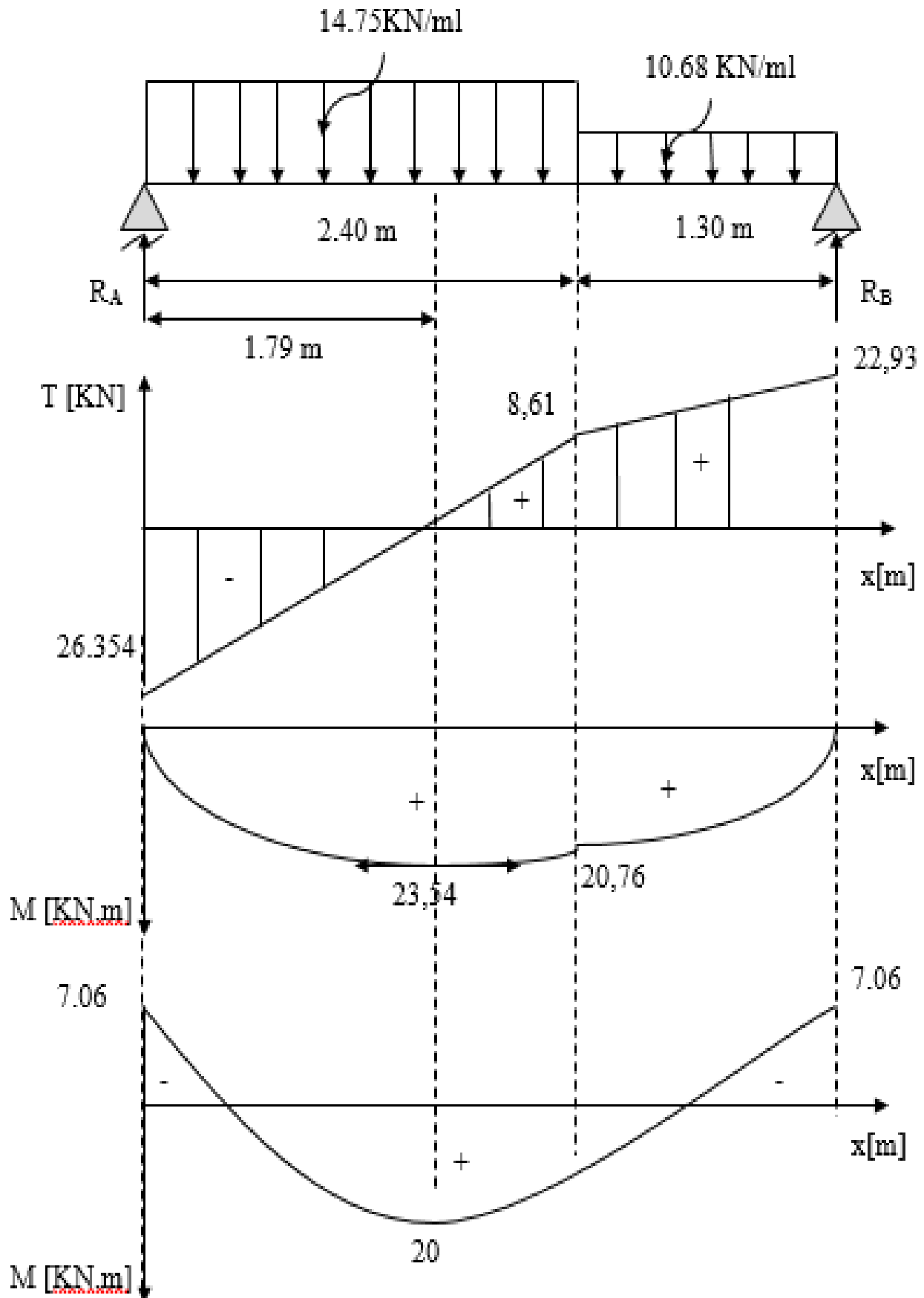
➤ **Aux appuis:**

$$M_{ua} = -0,3 Mz_{max} = -0,3 \times 23,54 = -7,06 \text{ KN.m}$$

➤ **En travées :**

$$M_{ut} = 0,85 Mz_{max} = 0,85 \times 23,54 = 20 \text{ KN.m}$$

Le résultat trouvé figure sur le diagramme ci-dessous :



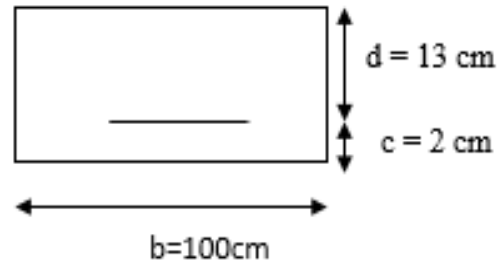
III Figure III.2.4. Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELU.

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

$b = 100 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$.

$$f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \frac{25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa.}$$



Aux appuis : $M_{ua} = 7,06 \text{ KN.m}$

- Armatures principales :

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7,06 \cdot 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14,2} = 0,022 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$).

$$\mu_a = 0,022 \Rightarrow \beta = 0,989.$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7,06 \cdot 10^3}{0,984 \cdot 13 \cdot 348} = 1,58 \text{ cm}^2.$$

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

- Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,92}{4} = 0,98 \text{ cm}^2.$$

Soit : **4HA8 = 2,01cm²** ; avec un espacement **St = 25cm**.

A. En travée :

$$M_{ut} = 20 \text{ KN.m}$$

- Armatures principales :

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{20 \cdot 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14,2} = 0,08 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$).

$$\mu_t = 0,083 \rightarrow \beta = 0,957.$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{20 \cdot 10^3}{0,957 \cdot 13 \cdot 348} = 4,6 \text{ cm}^2.$$

Soit : **5HA12 = 5,65cm²** ; avec un espacement **St = 20cm**.

- Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4,6}{4} = 1,15 \text{ cm}^2.$$

Soit : **4HA8 = 2,01cm²** ; avec un espacement **St = 25cm**.

III .2.8.Vérifications des contraintes à l'ELU :

➤ **Conditions de non fragilité du béton (A.4.2,1/BAEL91modifié 99) :**

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

Aux appuis : $A_a = 3,92 > A_{min} = 1,57 \text{ cm}^2 \implies$ Condition vérifiée.

En travée : $A_t = 5,65 > A_{min} = 1,57 \text{ cm}^2 \implies$ Condition vérifiée.

➤ **Ecartement des barres (Art A.8.2.42 /BAEL91) :**

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

.Armatures principales : $S_t \leq \min (3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$

Aux appuis : $S_t = 20 \text{ cm}$ }
 En travées : $S_t = 20 \text{ cm}$ } $< \text{Min } \{3h, 33\text{cm}\} = 33\text{cm} \implies$ **Condition vérifiée.**

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

Aux appuis : $S_t = 25 \text{ cm}$ }
 En travées : $S_t = 25 \text{ cm}$ } $< \text{Min } \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \implies$ **Condition vérifiée.**

➤ **Vérification de l'effort tranchant (A.5.1,21/BAEL91modifié 99) :**

La fissuration est peu préjudiciable, donc :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$.

Avec : τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Pour cela il suffit de vérifier la section la plus sollicitée.

Dans notre cas $T_{u\max} = 26,354 \text{ KN}$.

$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{26,354 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$

✓ Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art A.5.1,313/BAEL91) :**

a) Influence sur le béton :

On doit vérifier que : $V_{\max} < 0,4 \cdot b \cdot a \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$a = 0,9d = 0,9 \times 0,13 = 0,117 \text{ m}$.

$0,4 \cdot b \cdot a \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 1000 \times 0,117 \times \frac{25}{1,5} = 780 \text{ KN}$.

$V_{\max} = 26,354 \text{ KN} < 780 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$

b) Influence sur les armatures longitudinales inférieures :

On doit vérifier que :

$$A \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{Ma}{0,9 \times d} \right)$$

$A_a = 3,92 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^2} \left(26,354 + \frac{7,06}{0,9 \times 0,13} \right) \times 10^3 = 2,49 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$

- T_u^{\max} : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui.

- M_a : moment au droit de l'appui.

➤ **Vérification de l'entraînement des barres (A.6.1,3/BAEL91modifié 99) :**

On doit vérifier que : $\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9.d.\sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s$

Avec :

Ψ_s : Coefficient de scellement.

U_i : Périmètre utile de la barre « i ».

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

- Aux appuis :

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 5 \times 3,14 \times 10 = 157 \text{ mm} ; n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_{se} = \frac{26,354 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 157} = 1,436 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- En travée :

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm} ; n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_{se} = \frac{26,354 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 188,4} = 1,19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

➤ **Ancrage des barres (Art A.6.1.22 BAEL 91 modifié 99) :**

$$L_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

Pour $\varphi = 1 \text{ cm}$:

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad L_s = 37 \text{ cm.}$$

Pour $\varphi = 1,2 \text{ cm}$:

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

Vu que la longueur de scellement est importante, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4L_s$ pour les aciers H.A.

Pour les HA 10 :

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 37 \quad \Longrightarrow \quad L_c = 15 \text{ cm.}$$

Pour les HA 12 :

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 45 \implies L_c = 18\text{cm} .$$

III .2.9.Calcul des moments et efforts tranchants à L'ELS :

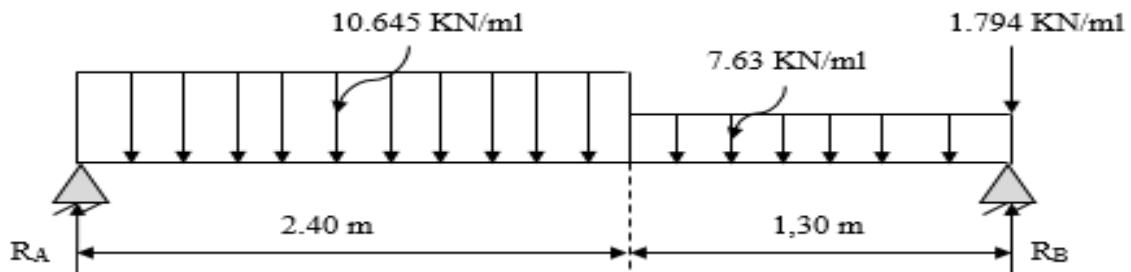


Figure III.2.5. Schéma statique de calcul à l'ELS.

- **Calcul des réactions d'appuis :**

$$\sum F = 0 \implies R_A + R_B = (10.645 \times 2.40) + (7.63 \times 1,30) + 1.794 = 37,26 \text{ KN}.$$

$$R_A + R_B = 37.26 \text{ KN}.$$

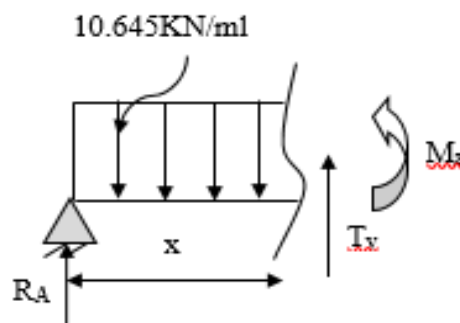
$$\sum M/A = 0$$

$$- R_B \times 3.7 + 10.645 \times 2.4 \times \frac{2.4}{2} + 7.63 \times 1.3 \times (2.4 + \frac{1.3}{2}) + 1.794 \times 3.7 = 0$$

$$\text{Donc : } R_B = 18,26\text{KN}.$$

$$R_A = 19 \text{ KN}.$$

- **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :**



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

- **Efforts tranchants :**

$$\sum F/yy' = 0 \implies T_y = 10,645x - 19$$

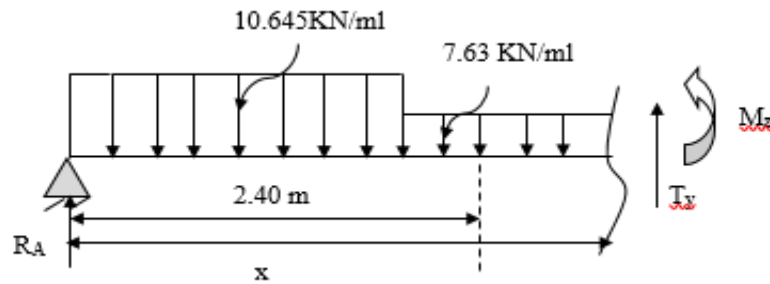
$$\begin{cases} x = 0\text{m} & \rightarrow T_y = 19 \text{ KN}. \\ x = 2,40\text{m} & \rightarrow T_y = 6,55 \text{ KN}. \end{cases}$$

- **Moments fléchissant :**

$$\sum M/A = 0 \implies M_z = 19x - 10,645 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0\text{m} & \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x = 2,40\text{m} & \rightarrow M_z = 14,94\text{KN.m} \end{cases}$$

➤ 2^{er} tronçon : $2,40\text{m} \leq x \leq 3,7\text{m}$:



- **Efforts tranchants :**

$$\sum F/y' = 0 \rightarrow T_y = 10,645(2,40) + 7,63(x - 2,40) - 19$$

$$\begin{cases} x = 2,40\text{m} \rightarrow T_y = 6,55 \text{ KN.} \\ x = 3,7\text{m} \rightarrow T_y = 16,47 \text{ KN.} \end{cases}$$

- **Moments fléchissant :**

$$\sum M/A = 0 \rightarrow M_z = 19x - 10,645(2,40) \left[x - \frac{2,40}{2} \right] - \frac{7,63}{2} (x - 2,40)^2$$

$$\begin{cases} x = 2,40\text{m} \rightarrow M_z = 14,94 \text{ KN.m} \\ x = 3,7\text{m} \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Calcul du moment maximal $M_{z\text{max}}$:**

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule

D'où :

$$T_y(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 0 \rightarrow T_y = 10,645x - 19 = 0 \rightarrow x = 1,78 \text{ m.}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 1,78 \text{ m}$.

$$\text{Donc : } M_{z \text{ max}} = 19(1,78) - 10,645 \frac{(1,78)^2}{2}$$

$$M_{z \text{ max}} = 16,95 \text{ kN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur pour le moment $M_{u\text{max}}$ aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

➤ **Aux appuis:**

$$M_{ua} = -0,3 M_{Z_{max}} = -0,3 \times 16,95 = -5,09 \text{ KN.m}$$

➤ **En travées :**

$$M_{ut} = 0,85 M_{Z_{max}} = 0,85 \times 16,95 = 14,41 \text{ KN.m}$$

Le résultat trouvé figure sur le diagramme ci-dessous :

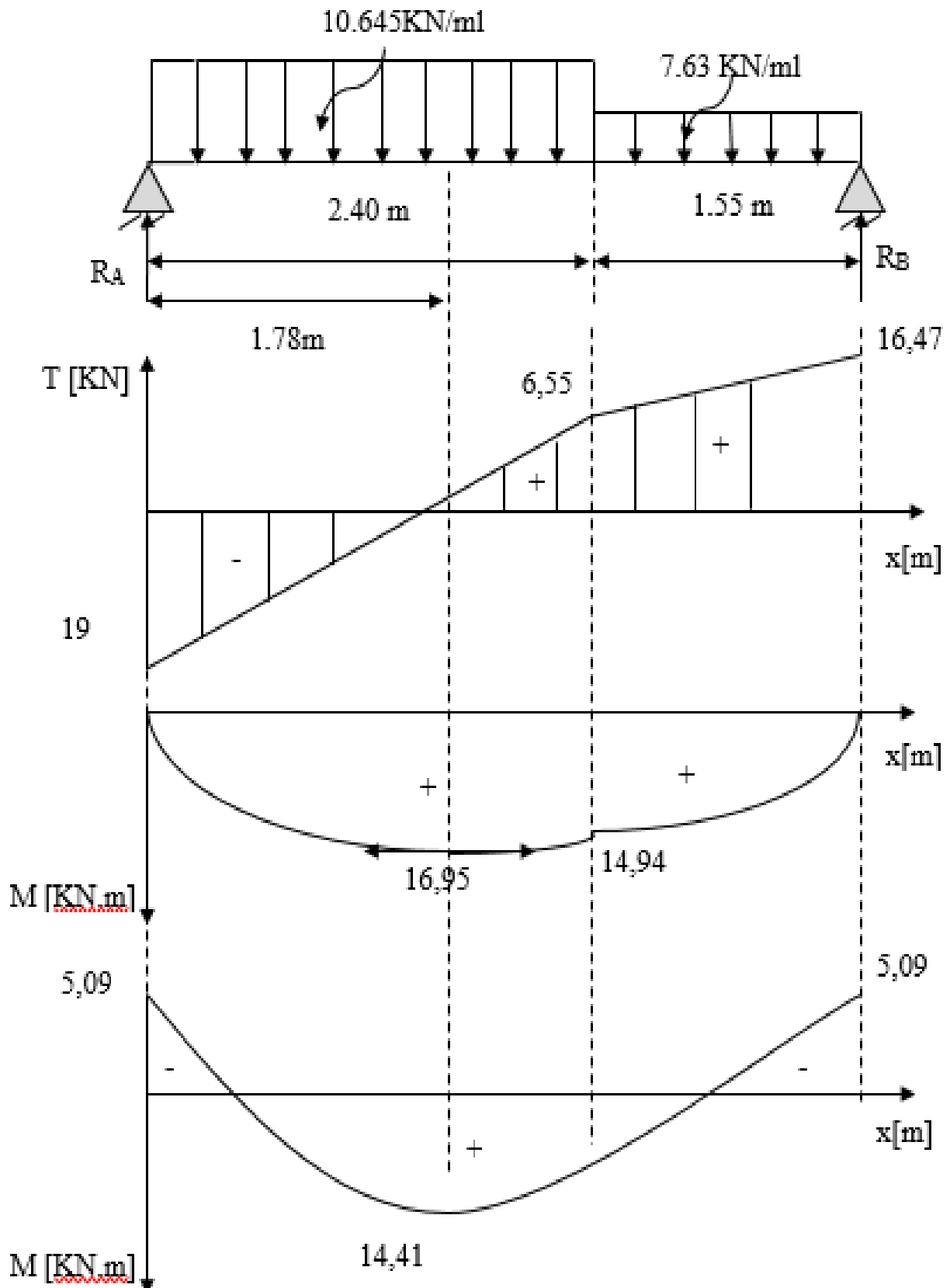


Figure III.2.6. Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELS.

III.2.10. Vérification à L'ELS :➤ **État limite de compression du béton (BAEL91:Art A.4.5, 2) :**

Pour se disposer du calcul de la contrainte de compression on doit vérifier la condition suivante :

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

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} ; \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

En travée :

On a : $M_s = 14,41 \text{ KN.m}$ et $A_s = 5,65 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,435 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,899 \\ K_1 = 34,5 \end{cases}$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{14,41 \times 10^3}{0,899 \times 13 \times 5,65} = 218,23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 218,23 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton est :

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{218,23}{34,5} = 6,325 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis : $M_s = - 5,09 \text{ KN.m}$; $A_s = 3,92 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 13} = 0,302 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,913 \\ K_1 = 42,47 \end{cases}$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{5,09 \times 10^3}{0,913 \times 13 \times 3,92} = 109,40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 109,40\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{109,40}{42,47} = 2,58\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL91/Art A.4.5, 32)**

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification n'est nécessaire.

➤ **Etat limite de déformation (BAEL99/Art B.6.5) :**

Les règles de BAEL (Art B.6.5.1) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad 2) \frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{f_e} \quad ; \quad 3) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

Vérifications :

- $\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{370} = 0,040 < \frac{1}{16} = 0,062 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$

Etant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.

• **Calcul de la flèche :**

$$f_v = \frac{M_s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{370}{500} = 0,74 \text{ cm.}$$

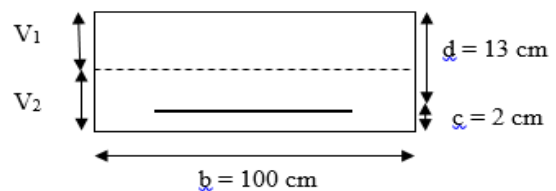


Figure III.2.7. Section droite des escaliers.

Avec :

M_s : Moment fléchissant maximal.

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : Module de la déformation différé $E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa.}$

I_{fv} : moment d'inertie fictif de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité de la section.

V_1 : position de l'axe neutre.

Moment statique de la section homogénéisée par rapport à l'axe xx passant par la fibre extrême supérieur $S_{xx'}$:

$$S_{xx'} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d = \frac{100 \cdot 15^2}{2} + (15 \cdot 5,56 \cdot 13) = 12334,2 \text{ cm}^2.$$

Aire de la section homogénéisée B_0 :

A_t : section d'armatures tendues.

$$B_0 = b \cdot h + 15 A_t = (100 \times 15) + (15 \times 5,56) = 1583,4 \text{ cm}^2.$$

Position du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{12334,2}{1583,4} = 7,79 \text{ cm}.$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7,79 = 7,21 \text{ cm}.$$

Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité :

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

D'où:

$$I_0 = \frac{100}{3} (7,79^3 + 7,21^3) + 15 \cdot 5,56 \cdot (7,21 - 2)^2 = 30514,97 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{5,65}{100 \cdot 13} = 0,0043 \longrightarrow \rho = 0,43 \quad ; \quad \beta_1 = 0,900$$

ρ : le rapport des aciers tendus a calcul de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures).

Aussi :

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,43 \left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right)} = 0,020$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{14,41 \times 10^6}{0,900 \times 130 \times 565} = 218,23 \text{ MPa.}$$

Donc :

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + f_{t28}}; 0\right)$$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,43 \times 218,23 + 2,1}; 0\right)$$

$$\mu = \max(0,990; 0) = 0,990$$

Et :

$$I_{fv} = 1,1 \times \frac{l_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = 1,1 \times \frac{30514,97}{1 + 0,020 \times 0,990} = 32914,75$$

Au final :

$$f_v = \frac{M_s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = \frac{14,41 \times 10^5 \times (370)^2}{10 \times 10818,86 \times 32914,75 \times 10^2} =$$

$$f = 0,553 < \bar{f} = 0,74 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Le ferrailage à adopter pour les escaliers dans tous les niveaux sont comme suite :

➤ **En travée :**

Armatures principales : 5HA 12 ; St = 20 cm.

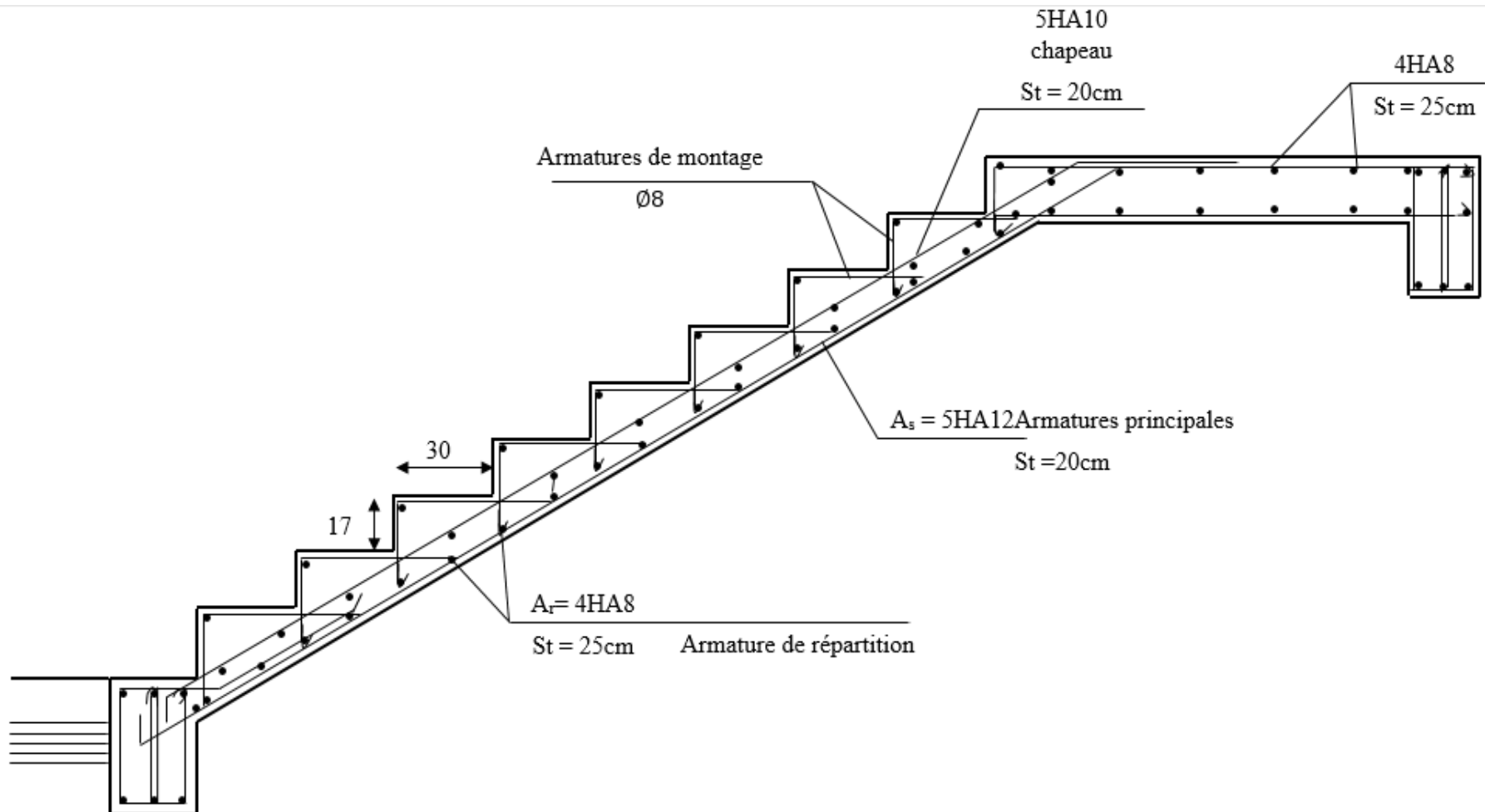
Armatures de répartition : 4HA 8 ; St = 25 cm.

➤ **Aux appuis :**

Armatures principales : 5HA 10 ; St = 20 cm.

Armatures de répartition : 4HA 8 ; St = 25 cm.

III.2.11. Plan de ferrailage de l'escalier :



III.3. Calcul la dalle machine :**Introduction :**

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.

Notre immeuble comporte une cage d'ascenseur munie d'une dalle pleine reposant sur ses 4 côtés de vitesse d'entraînement $v=1\text{m/s}$. Le panneau est rectangulaire, la surface de la cabine est de $(1,80 \times 2,00 = 3,6 \text{ m}^2)$ pouvant charger 8 personnes. La charge totale transmise par le système de levage et de la cabine chargée est de 9 tonnes.

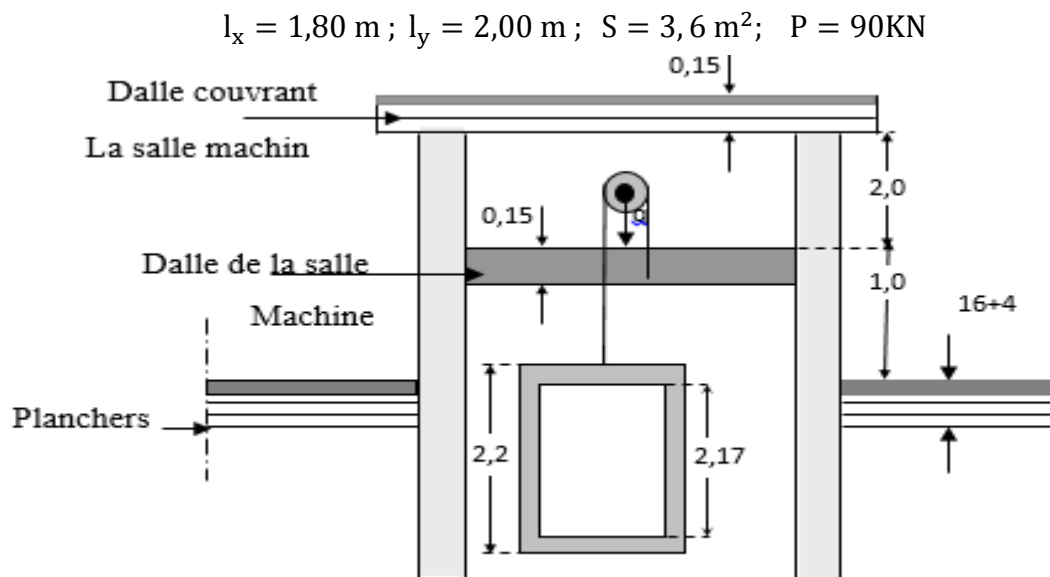


Figure III.3.1. Schéma représentant la coupe verticale de l'ascenseur.

III.3.1. Calcul de la dalle pleine de la salle machine :

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

III.3.2. Dimensionnement :

- **Hauteur de la dalle :**

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

$$h_t \geq \frac{L_x}{30} = \frac{180}{30} = 6 \text{ cm}$$

Avec : h_t qui doit être au moins égale à 12cm [RPA99 version 2003].

On optera pour une hauteur $h_t = 15\text{cm}$

III.3.3. Calcul de la dalle pleine sous charge localisée :

La charge totale centrée P est considérée comme appliquée au niveau du feuillet moyen sur le rectangle UV.

Pour le calcul de la dalle, on commence par supposer que le panneau de la dalle simplement appuyée sur le contour, ensuite on tient compte de la continuité et des encastremets sur les appuis de rive.

U et V sont les côtés du rectangle sur lesquels s'applique la charge «P» compte tenu de la diffusion à 45° dans le revêtement et la dalle de béton. Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle.

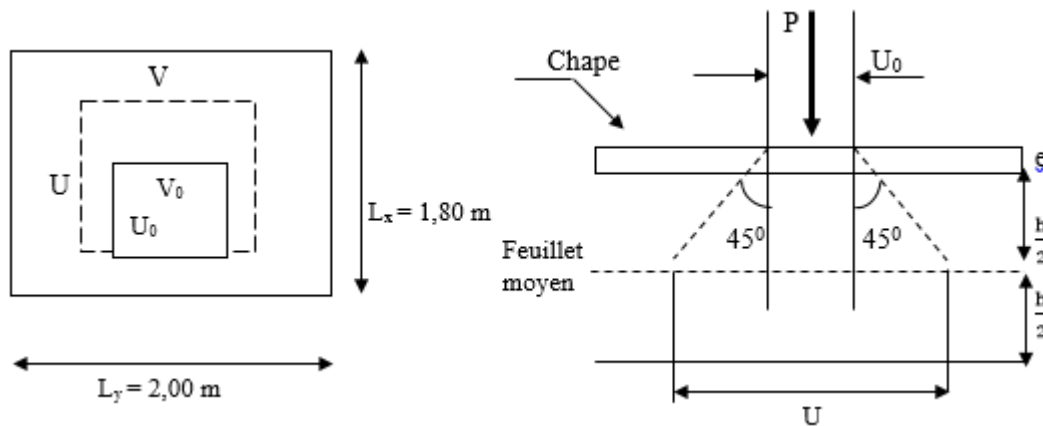


Figure III.3.2. Schéma représentatif de la diffusion de charge au niveau du feuillet moyen.

Les côtés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,80}{2,00} = 0.9 ; 0.4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

On a:

$$\begin{cases} U = U_0 + 2\xi e + h_t & \longrightarrow & U = U_0 + K \times e + h_t \\ V = V_0 + 2\xi e + h_t & \longrightarrow & V = V_0 + K \times e + h_t \end{cases}$$

Avec : e : épaisseur du revêtement (e = 5cm)

h_t : hauteur de la dalle ($h_t = 15\text{cm}$)

K : revêtement aussi solide que le béton (K = 2).

U_0, V_0 : côtés du rectangle dans lequel la charge q est concentrée ($U_0 = V_0 = 80\text{ cm}$).

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 $\rightarrow \xi = 1.0$.

D'où : $U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$.

$V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$.

III.3.4. Détermination des sollicitations :

➤ **A l'ELU :**

$q_u = 1,35G + 1,5Q$ (Charge uniformément répartie sur une bande de 1 m.)

$p_u = 1,35P$ (Charge concentrée due au système de levage.)

- Poids propre de la dalle : $G = (25 \times h_t + 22 \times e) = (25 \times 0,15) + (22 \times 0,05) = 4,85 \text{ KN/m}^2$

- Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Alors :

$q_u = 1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1 = 8,05 \text{ KN/ml}$

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

➤ **A l'ELS :**

$q_s = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN/ml}$

$p_s = P = 90 \text{ K}$

III.3.5. Calcul des moments à l'ELU :

A. Calcul des Moment M_{x1} et M_{y1} dus au système de levage :

Les moments au milieu de la dalle pour une bande de 1m de longueur dans le sens de la petite portée et de la grande portée sont respectivement :

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau.

$$\begin{cases} M_{x1} = p_u (M_1 + \nu M_2) \\ M_{y1} = p_u (M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

Avec:

M_{x1} et M_{y1} : Moments fléchissant au milieu du panneau dans les Sens xx et yy, dues à la charge concentrée.

P : intensité de la charge concentrée.

q : Charge uniformément répartie sur toute la dalle.

M_1 et M_2 : coefficients donnés en fonction de $\left(\rho ; \frac{U}{l_x} ; \frac{V}{l_y} \right)$ à partir des abaques de PIGEAUD.

ν : Coefficient de Poisson $\begin{cases} \nu = 0 & \text{à l'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

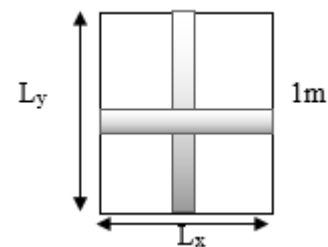


Figure III.3.3. La section à étudier pour le ferrailage

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{180}{200} = 0,9 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{105}{180} = 0,6 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{105}{200} = 0,52 \end{array} \right. \rightarrow \text{après interpolation, on aura } \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0.089 \\ M_2 = 0.073 \end{array} \right.$$

- à l'ELU : $\nu = 0$

$$M_{x1}^u = p_u M_1 = 121.5 \times 0.089 = 10,81 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y1}^u = p_u M_2 = 121.5 \times 0.073 = 8,87 \text{ KN.m.}$$

B. Moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

On a $0,4 \leq \rho \leq 1$ donc la dalle travail dans les deux sens.

Dans le sens L_x : $M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2$

Dans le sens L_y : $M_{y2} = \mu_y M_{x2}$

μ_x et μ_y : coefficients donnés en fonction du rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ et du coefficient de Poisson ν .

Dans notre cas :

$$\rho = 0,9 ; \nu = 0 \rightarrow \text{Abaques de PIGEAUD } \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0458 \\ \mu_y = 0,778 \end{array} \right.$$

Ce qui donne :

$$M_{x2}^u = 0,0458 \times 8,05 \times (2,00)^2 = 1,475 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y2}^u = 0,778 \times 1,475 = 1,147 \text{ KN.m.}$$

C. Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^u = M_{x1}^u + M_{x2}^u = 10,81 + 1,475 = 12,285 \text{ KN.m} \\ M_y^u = M_{y1}^u + M_{y2}^u = 8,87 + 1,147 = 10,017 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

D. Correction des moments :

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités de la dalle non continue, les moments seront minorés, en leur affectant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

Dans le sens de la petite portée x-x :

En travées : $M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 12,285 = 10,442 \text{ KN.m.}$

Aux appuis : $M_x^a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 12,285 = 3,685 \text{ KN.m}$

Dans le sens de la grande portée y-y :

En travées : $M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 10,017 = 8,51 \text{ KN.m.}$

Aux appuis : $M_y^a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 10,017 = 3,005 \text{ KN.m.}$

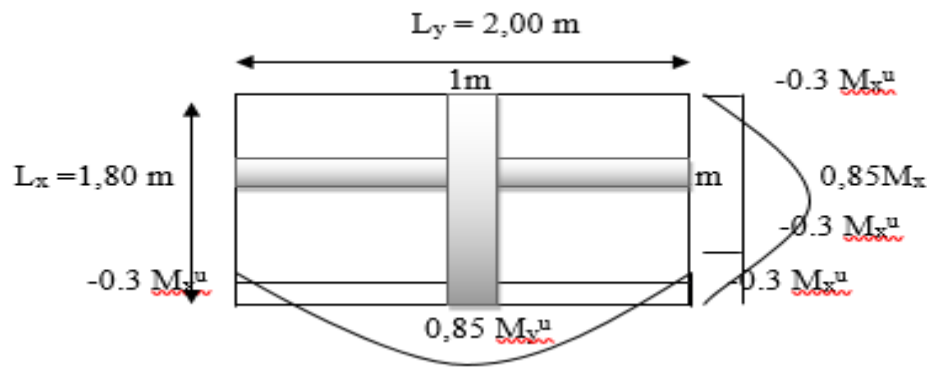


Figure III.3.4. Les moment en travées et aux appuis dans les deux sens (L_x, L_y).

III.3.6. Ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur, le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondantes constitueront le lit inférieur, tel que ses caractéristiques sont :

$$b = 100 \text{ cm} ; d = h_t - c = 15 - 3 \text{ cm} = 12 \text{ cm}.$$

Dans le sens de la petite portée : x-x

- **Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{3,685 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0,018 < 0,392 \rightarrow \text{La section est simplement armée (SSA) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.}$$

$$\mu_b = 0,020 \rightarrow \beta = 0,991.$$

$$A_{st}^a = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{M_x^a}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{3,685 \times 10^3}{0,991 \times 12 \times 348} = 0,89 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_{st}^a = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

- **En travées :**

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10,442 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0,051 < 0,392 \rightarrow \text{La section est simplement armée (SSA) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.}$$

$$\mu_b = 0,051 \rightarrow \beta = 0,974.$$

$$A_{st}^t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{10,442 \times 10^3}{0,974 \times 12 \times 348} = 2,57 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_{st}^t = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

Dans le sens de la grande portée : y-y

• **Aux appuis :**

$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3,005 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,015 < 0,392 \rightarrow$ La section est simplement armée (SSA)
donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$\mu_b = 0,015 \rightarrow \beta = 0,993.$

$A_{St}^a = \frac{M_y^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3,005 \times 10^3}{0,993 \times 12 \times 348} = 0,725 \text{ cm}^2.$

On opte pour $A_{St}^a = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

• **En travée :**

$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8,51 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,06 < 0,392 \rightarrow$ La section est simplement armée (SSA)
donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$\mu_b = 0,06 \rightarrow \beta = 0,969.$

$A_{St}^t = \frac{M_y^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8,51 \times 10^3}{0,969 \times 12 \times 348} = 2,10 \text{ cm}^2.$

On opte pour $A_{St}^t = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

Tableau récapitulatif

Tableau III.3.1. Ferrailage de la dalle de la cage d'ascenseur.

Zone	Sense	Mu (KN.m)	μ_b	β	Acalculée (cm ²)	Aadoptée (cm ² /ml)	Choix des armatu	St(cm)
Sur appuis	x-x	3,685	0.018	0,991	0,89	2.01	4HA8	25
	y-y	3,005	0.015	0,993	0,725	2.01	4HA8	25
En travée	x-x	10,442	0.051	0,974	2,57	3.14	4HA10	25
	y-y	8,51	0.06	0,969	2,10	3.14	4HA10	25

Remarque :

La dalle est soumise à des charges concentrées, toutes les armatures de flexion situées dans la région centrale du panneau seront prolongées jusqu'aux appuis, et ancrée au-delà du contour théorique de la dalle.

III.3.7. Vérification à l'état limite ultime :

1) Condition de non fragilité (Art B.7, 4/BAEL91):

Les armatures tendue d'une section transversal soumise à la flexion doivent présenter une section minimum correspondent au taux d'armature suivant :

$$A_{st} \geq A_{min} = \rho_0 \times b \times h_t \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right)$$

Avec : ρ_0 : Taux d'armatures dans chaque direction ($\rho_0 = 0,0008$ pour les HA FeE400)
 A_{min} : section minimale d'armature.

$b \times h$: Section totale du béton.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,9$$

Direction principale (suivant x-x) :

$$A_{min}^x = 0,0008 \times 100 \times 15 \times \left(\frac{3-0,9}{2}\right) = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$A_x^t = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_{min}^x = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$A_x^a = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_{min}^x = 1,26 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Direction secondaire (suivant y-y) :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} A_y^t = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_{min}^y = 1,2 \text{ cm}^2 \\ A_y^a = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_{min}^y = 1,2 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

2) Diamètre maximal des barres (BAEL91 modifié 99, Art A.7.21) :

$$\text{Nous devons vérifier que : } \emptyset \leq \emptyset_{max} = \frac{h_e}{10}$$

\emptyset : diamètre des armatures longitudinales.

$$\emptyset = 10 \text{ mm} < \emptyset_{max} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3) Ecartement des barres (BAEL91 modifié 99, Art A.8.2, 42) :

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser $2h$ et 25cm :

- Armatures supérieures : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.
- Armatures inférieures : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser $3h$ et 33cm :

- Armatures supérieures : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33\text{cm}$.
- Armatures inférieures : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

✓ Condition vérifiée dans les deux sens.

4) Condition de non poinçonnement (BAEL 91 modifié 99, Art 5.2.42) :

Aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est vérifiée :

$$q_u \leq 0,045 \times \mu_c \times h_t \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec : $f_{c28} = 25$ MPa et $\gamma_b = 1,5$

q_u : charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime.

μ_c : périmètre du contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan du feuillet moyen.

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(1,05 + 1,05) = 4,20 \text{ m}$$

$$q_u = 121,5 \text{ KN} < 0,045 \times 4,20 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

✓ Donc la dalle ne nécessite pas d'armatures transversales.

5) Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL 91 modifié 99, Art 5.2.2) :

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

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

$$\text{Au milieu de U : } T_{\max} = \frac{P}{2U+V} = \frac{121,5}{2 \times 1,05 + 1,05} = 38,57 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de V : } T_{\max} = \frac{P}{3U} = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 38,57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{38,57 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,32 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,327 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa.} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.3.8. Calcul des moments à l'ELS :**A. Moments engendrés par le système de levage :**

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1}^s = p_s (M_1 + v M_2) \\ M_{y1}^s = p_s (M_2 + v M_1) \end{array} \right.$$

Avec :

- à l'ELS : $v = 0,2$; $M_1 = 0,089 \text{ KN.m}$, $M_2 = 0,073 \text{ KN.m}$

La charge concentrée : $P_s = 90 \text{ KN}$.

$$M_{x1}^s = 90 (0,089 + 0,2 \times 0,073) = 9,324 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y1}^s = 90 (0,073 + 0,2 \times 0,089) = 8,172 \text{ KN.m.}$$

B. Moments engendrés par le poids propre de la dalle pleine :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur, ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

Avec : $q_s = 5,85 \text{ KN/ml}$

$$\rho = 0,9 \quad \nu = 0,2 \Rightarrow \text{Abaques de PIGEAUD} \begin{cases} \mu_x = 0,0529 \\ \mu_y = 0,846 \end{cases}$$

$$M_{x2}^s = 0,0529 \times 5,85 \times (2,00)^2 = 1,238 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2}^s = 0,846 \times 1,238 = 1,047 \text{ KN.m}$$

C. Superposition des moments :

$$\begin{cases} M_x^s = M_{x1}^s + M_{x2}^s = 9,324 + 1,238 = 10,562 \text{ KN.m} \\ M_y^s = M_{y1}^s + M_{y2}^s = 8,172 + 1,047 = 9,219 \text{ KN.m} \end{cases}$$

D. Correction des moments :

Pour tenir compte de la continuité des appuis au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en travée en leur affectant le coefficient 0.85 et 0.3 aux appuis.

Dans le sens de la petite portée x-x :

En travées : $M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 10,562 = 8,978 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_x^a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 10,562 = 3,169 \text{ KN.m}$

Dans le sens de la grande portée y-y :

En travées : $M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 9,219 = 7,836 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_y^a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 9,219 = 2,766 \text{ KN.m}$

III.3.8. Vérification à L'ELS :

a) Vérification des contraintes :

Pour se disposer du calcul de la contrainte de compression on doit vérifier la condition suivante :

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

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} ; \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

- Sens x-x :

En travée :

On a : $M_s = 8,978 \text{ KN.m}$ et $A_s = 3,14 \text{ cm}^2$

- Contrainte dans les aciers :

On doit vérifier : $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa.}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 12} = 0,26 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,919 \\ K_1 = 46,73 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{8,978 \times 10^3}{0,919 \times 12 \times 3,14} = 259,27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 259,27 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa.} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{259,27}{46,73} = 5,548 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa}$$

Aux appuis : $M_s = - 3,169 \text{ KN.m} ; A_s = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$

- **Contrainte dans les aciers :**

On doit vérifier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa.}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 12} = 0,168 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,933 \\ K_1 = 59.63 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{3,169 \times 10^3}{0,933 \times 12 \times 2,01} = 140,82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 140,82 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa.} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{140,82}{59,63} = 2,36 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Sens y-y :**

En travée : $M_s = 7,837 \text{ KN.m} ; A_s = 3.14 \text{ cm}^2$

- **Contrainte dans les aciers :**

On doit vérifier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa.}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 12} = 0,26 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,919 \\ K_1 = 46.73 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{7,837 \times 10^3}{0,919 \times 12 \times 3,14} = 226,32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 226,32 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa.} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{226,32}{46,73} = 4,84 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis : $M_s = - 2,766 \text{ KN.m} ; A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

- **Contrainte dans les aciers :**

On doit vérifier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa.}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 12} = 0,168 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,933 \\ K_1 = 59.63 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{2,766 \times 10^3}{0,933 \times 12 \times 2,01} = 122,91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 122,91 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa.} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{122,91}{59,63} = 2,06 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL91/modifié 99, Art 4.5.32) :

La dalle de la salle machine n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

c) Etat limite de déformation (Art. B.7.5. BAEL.91) :

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ses 4 cotés on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont respectées :

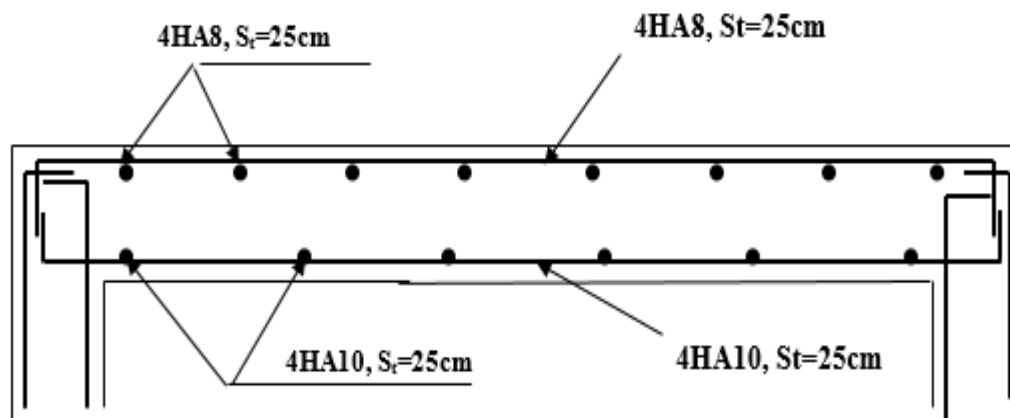
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} \\ \frac{A_x}{bd_x} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

- h : hauteur de la dalle égale à 15cm.
- L_x : portée de la dalle égale à 200m.
- M_{tx} : Moment en travée de la dalle (sens xx).
- M_x : Moment isostatique dans la direction de (xx) pour une bande de 1 m.
- A_x : Section d'armatures tendues par 1 m de largeur.
- b : La largeur de bande égale à 1 m.
- d : hauteur utile de la bande.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} = \frac{15}{200} = 0,075 > \frac{M_{tx}}{20M_x} = \frac{10,442}{20 \times 10,442} = 0,05 \\ \frac{A_x}{bd_x} = \frac{3,14}{100 \times 12} = 0,0026 < \frac{2}{f_e} = 0,005 \end{array} \right. \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Les deux conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

III.3.10. Plan de ferrailage de la dalle pleine salle machine :**Figure III.3.5. Plan de ferrailage de la salle machine suivant .****Conclusion :**

Après toutes les vérifications effectuées, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- **Sens x-x :**

Appuis : **4HA8** = **2.01** cm² avec un espacement de 25 cm.

Travée : **4HA10** = **3.14** cm² avec un espacement de 25 cm.

- **Sens y-y :**

Appuis : **4HA8** = **2.01** cm² avec un espacement de 25 cm.

Travée : **4HA10** = **3.14** cm² avec un espacement de 25 cm.

III.4. Les consoles :**Introduction :**

Notre bâtiment est constitué de deux types de consoles, le premier type est en corps creux (16+4) coulé sur place qui est muni d'une poutre de chaînage, le deuxième type est en dalle pleine. Le calcul est assimilé à une console encastrée à une extrémité, réalisée en dalle pleine coulée sur place, elle est soumise à des charges permanentes G , au poids propre du garde-corps et à une charge d'exploitation horizontale Q .

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1ml dont la section est soumise à la flexion simple.

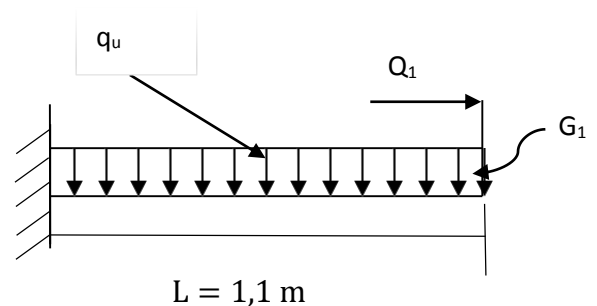
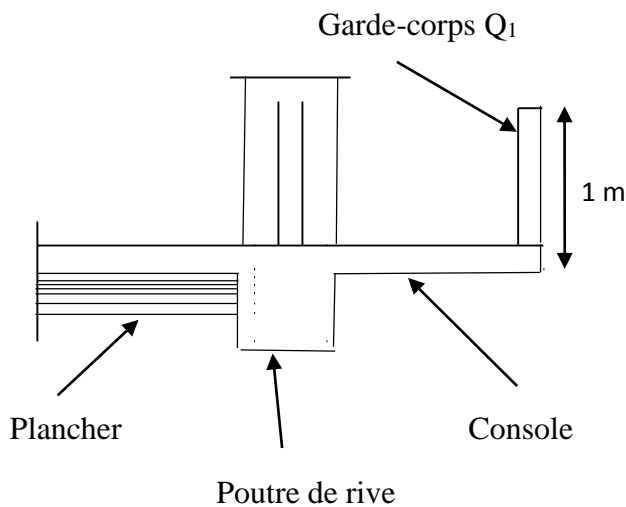


Figure III.4.1. Coupe verticale de la console.

Figure III.4.2. Schéma statique de la console.

q_u : charge et surcharge pondérée de la dalle.

G_1 : charge permanente du garde-corps.

Q_1 : surcharge du garde-corps.

III.4.1. Dimensionnement du balcon :

L'épaisseur de la console est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{110}{10} = 11 \text{ cm.}$$

Avec : L : largeur de la console.

On optera pour une épaisseur $e_p = 15 \text{ cm}$.

III.4. 2. Détermination des sollicitations :**A. Détermination des charges et surcharges :**

A.1. Charges permanentes : On travaille sur une bande de 1,00 m.

- **Poids propre de la dalle :**
 - La charge permanente du balcon est $G_1 = 5,49 \text{ KN/m}^2$ (Déjà calculé dans le 2^{ème} chapitre).
 - Poids par mètre linéaire : $G_1 = 5,49 \times 1 \text{ m} = 5,49 \text{ KN/ml}$.

• **Poids propre du garde-corps :**

Tableau III.4.1.Chargement du garde-corps.

Désignation	Epaisseur e (m)	Poids volumique KN/m ³	Poids [KN /m ²]
Mur en briques creuses	0,10	9	0,90
Enduit en mortier de ciment	0,02 × 2	18	0,72
			G₂ =1,62

- Poids par mètre linéaire : $G_2 = 1,62 \times 1 \text{ m} = 1,62 \text{ KN/ml}$.

A.2. Surcharge d’exploitations :

• **Surcharge d’exploitation de la dalle :**

$Q_1 = 3,5 \text{ KN/ml}$. (Donnée par le DTR BC2.2)

• **Surcharge horizontale due à la main courante :**

$Q_2 = 1 \text{ KN/ml}$.

B. Combinaisons de charges :

$$L'ELU : \left\{ \begin{array}{l} - \text{Dalle: } q_{u1} = 1,35 G_1 + 1,5 Q_1 = (1,35 \times 5,49) + (1,5 \times 3,5) = 12,66 \text{ KN/ml} \\ - \text{Garde-corps: } q_{u2} = 1,35 G_2 = 1,35 \times 1,62 = 2,187 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$$

$$L'ELS : \left\{ \begin{array}{l} - \text{Dalle: } q_{s1} = G_1 + Q_1 = 5,49 + 3,5 = 8,99 \text{ KN/ml.} \\ - \text{Garde-corps: } q_{s2} = G_2 = 1,62 = 1,62 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$$

III.4.3. Calcul à l’ELU :

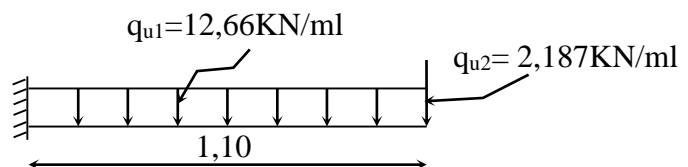


Figure III.4.3. Schéma statique (ELU)

A. Calcul des moments fléchissant :

- Moment provoqué par la charge q_{u1} :

$$M_{qu1} = \frac{q_{u1} \cdot l^2}{2} = \frac{12,66 \times 1,10^2}{2} = 7,67 \text{ KN. m.}$$

- Moment provoqué par la charge q_{u2} :

$$M_{qu2} = q_{u2} \cdot l = 2,187 \times 1,10 = 2,41 \text{ KN. m.}$$

Le moment total est :

$$M_u = M_{qu1} + M_{qu2} \quad \Longrightarrow \quad M_u = 10,08 \text{ KN. m.}$$

B. Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = q_{u1} \cdot l + q_{u2} = (12,66 \times 1,10) + 2,187 = 17,034 \text{ KN.}$$

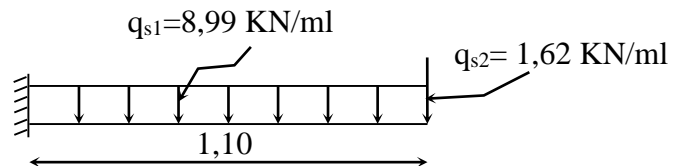
III.4.4. Calcul à l'ELS :**A. Calcul des moments fléchissant :**

Figure III.4.4. Schéma statique (ELS)

- Moment provoqué par la charge q_{s1} :

$$M_{qs1} = \frac{q_{s1} \cdot l^2}{2} = \frac{8,99 \times 1,10^2}{2} = 5,44 \text{ KN. m.}$$

- Moment provoqué par la charge q_{s2} :

$$M_{qs2} = q_{s2} \cdot l = 1,62 \times 1,10 = 1,782 \text{ KN. m.}$$

Le moment total est :

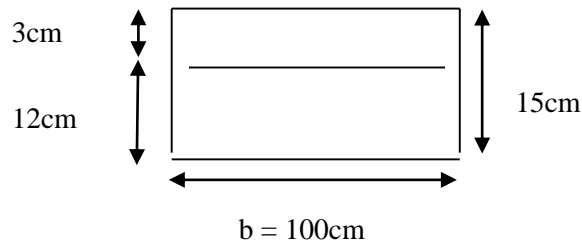
$$M_s = M_{qs1} + M_{qs2} \quad M_s = 7,222 \text{ KN. m.}$$

B. Calcul de l'effort tranchant :

$$V_s = q_{s1} \cdot l + q_{s2} = (8,99 \times 1,10) + 1,62 = 11,509 \text{ KN.}$$

III.4.5. Ferrailage à l'ELU :

$$b = 1\text{m} ; c = 3\text{cm} ; d = e_p - c = 15 - 3 = 12\text{cm} ; \sigma_s = 348\text{ MPa} ; f_{bu} = 14,2\text{ MPa}$$

**Figure III.4.5. Section de calcul.****➤ Armatures principales (longitudinales) :**

- On calcule le moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{10,08 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,049$$

$$\mu_u = 0,05 < 0,186 \Rightarrow \text{Il n'y a pas d'armatures dans la zone comprimée } A' = 0$$

$$\mu_u = 0,05 < \mu_{id} = 0,392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée (S.S.A)}$$

$$\mu_u = 0,05 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,974$$

- La section d'armatures tendus vaut :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10,08 \times 10^3}{0,974 \times 12 \times 348} = 2,48\text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **4HA10** $\Rightarrow A_{st} = 3,14\text{ cm}^2$, avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25\text{ cm}$.

➤ Armatures de répartitions :(transversales) :

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

- Choix des barres :

On opte pour une section d'armature **4HA8** $\Rightarrow A_r = 2,01\text{ cm}^2$, avec un espacement de $S_t = \frac{100}{4} = 25\text{ cm}$.

III.4.6. Vérifications à l'ELU :

Le balcon étant exposée aux différentes intempéries donc, la fissuration est jugée préjudiciable.

➤ Conditions de non fragilité du béton (A.4.2,1/BAEL91modifié 99) :

Le ferrailage de la console doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{min}$.

On doit vérifier que : $A_{st} \geq A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$

Avec : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1$ MPa.

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2.$$

En travée : $A_{st} = 3,14 > A_{min} = 1,45 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

Aux appuis : $A_a = 2,01 > A_{min} = 1,45 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

➤ **Vérification de l'espacement des barres (Art A.8.2,42/BAEL modifié99) :**

- Armatures principales : $S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = \min(45 ; 33) = 33\text{cm}$

$$S_{t1} = 25\text{cm} < 33\text{cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Armatures de répartition : $S_t \leq \min(4h, 45\text{cm}) = \min(60 ; 45) = 45\text{cm}$

$$S_{t2} = 25\text{cm} < 45\text{cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Donc les armatures sont convenablement réparties.

➤ **Vérification de l'entraînement des barres (A.6.1,3/BAEL91 modifié 99) :**

On doit vérifier que : $\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$

Avec :

Ψ_s : Coefficient de scellement.

U_i : Périmètre utile de la barre « i ».

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

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 4 \times 3,14 \times 1,1 = 13,82 \text{ cm} \quad ; \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_{se} = \frac{11,509 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 13,82} = 0,771 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

➤ **Vérification de l'effort tranchant (A.5.1,21/BAEL91 modifié 99) :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable car le balcon est exposé aux intempéries (variation de température, l'eau, neige,...etc)

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_d} ; 4 \text{ MPa} \right\}$

$$\gamma_b = 1,5 ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{11,509 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,095 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art A.5.1,313/BAEL91) :**

On doit vérifier que : $V_{\max} < 0,4 \cdot b \cdot a \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$$a = 0,9d = 0,9 \times 0,12 = 0,108\text{m.}$$

$$0,4 \cdot b \cdot a \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 1000 \times 0,108 \times \frac{25}{1,15} = 939,13 \text{ KN.}$$

$$V_{\max} = 11,509 \text{ KN} < 939,13 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Ancrage des barres (Art A.6.1.22 BAEL 91 modifié 99) :**

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.

- La longueur de scellement droit est donnée par la loi :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

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

$$L_s = \frac{1,1 \times 400}{4 \times 2,835} = 38,80 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad L_s = 40 \text{ cm}$$

Vu que la longueur de scellement est importante, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4L_s$ pour les aciers H.A.

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 40 \quad \longrightarrow \quad L_c = 16 \text{ cm}$$

III.4.7. Vérifications à l'ELS :

➤ **Etat limite de compression de béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :**

A. Vérification des contraintes dans l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$

➔ Fissuration préjudiciable.

$$\text{Les aciers : } \begin{cases} \text{HA : } \Phi \geq 6\text{mm} \\ \text{feE400} \Rightarrow \eta = 1,6 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266,667; 201,636 \}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,636 \text{ MPa.}$$

Calcul β_1 :

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 12} \rightarrow \rho_1 = 0,26$$

$$\rho_1 = 0,26 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K_1 = 46,73 \\ \beta_1 = 0,919 \end{array} \right\} \quad \text{\AA partir des tableaux \AA l'ELS}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = 0,021$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{7,222 \times 10^6}{0,919 \times 120 \times 314} = 208,56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 208,56 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{st} = 201,636 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition non v\u00e9rifi\u00e9e.}$$

- La section n'est pas v\u00e9rifi\u00e9e vis-\u00e0-vis de l'ouverture des fissures.

Il faut calculer les armatures \AA l'ELS :

$$\mu_1 = \frac{7,222 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 201,636} = 0,002$$

$$\mu_u = 0,002 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,999$$

$$A_{st} = \frac{7,222 \times 10^3}{0,999 \times 12 \times 201,636} = 2,98 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **5HA10** $\Rightarrow A_{st} = 3,92 \text{ cm}^2$, avec un espacement

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm.}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 12} \rightarrow \rho_1 = 0,326$$

$$\rho_1 = 0,326 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K_1 = 41,18 \\ \beta_1 = 0,911 \end{array} \right\} \dots \text{\AA partir des tableaux \AA l'ELS}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = 0,024$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{7,222 \times 10^6}{0,911 \times 120 \times 392} = 168,52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 168,52 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,636 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition v\u00e9rifi\u00e9e}$$

B. V\u00e9rification des contraintes dans le b\u00e9ton :

On doit v\u00e9rifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{168,52}{41,18} = 4,09 \text{ MPa.}$$

D'où :
 $\sigma_{bc} = 4.09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ \longrightarrow la condition est vérifiée alors, il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimée.

➤ **Etat limite de déformation (BAEL99/Art B.6.5) :**

Les règles de BAEL (Art B.6.5.1) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad 2) \frac{A_s}{b.d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad 3) \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0}$$

2)

Vérifications :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{110} = 0,136 > \frac{1}{16} = 0,062$ condition vérifiée.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10.M_0} \Rightarrow \frac{15}{110} = 0,136 > \frac{1}{10} \times \frac{7.222}{10.08} = 0,072$ condition vérifiée.
- $\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,92}{100.12} = 0,0032 < \frac{4.2}{400} = 0,0105$ condition vérifiée.

Remarque :

Étant donné que toutes les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

Après avoir effectué les calculs et les vérifications nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

- Armatures principales **5HA10** avec **St = 20 cm**.
- Armatures de répartitions **4HA8** avec **St = 20 cm**

III.4. 8. Schéma de ferrailage :

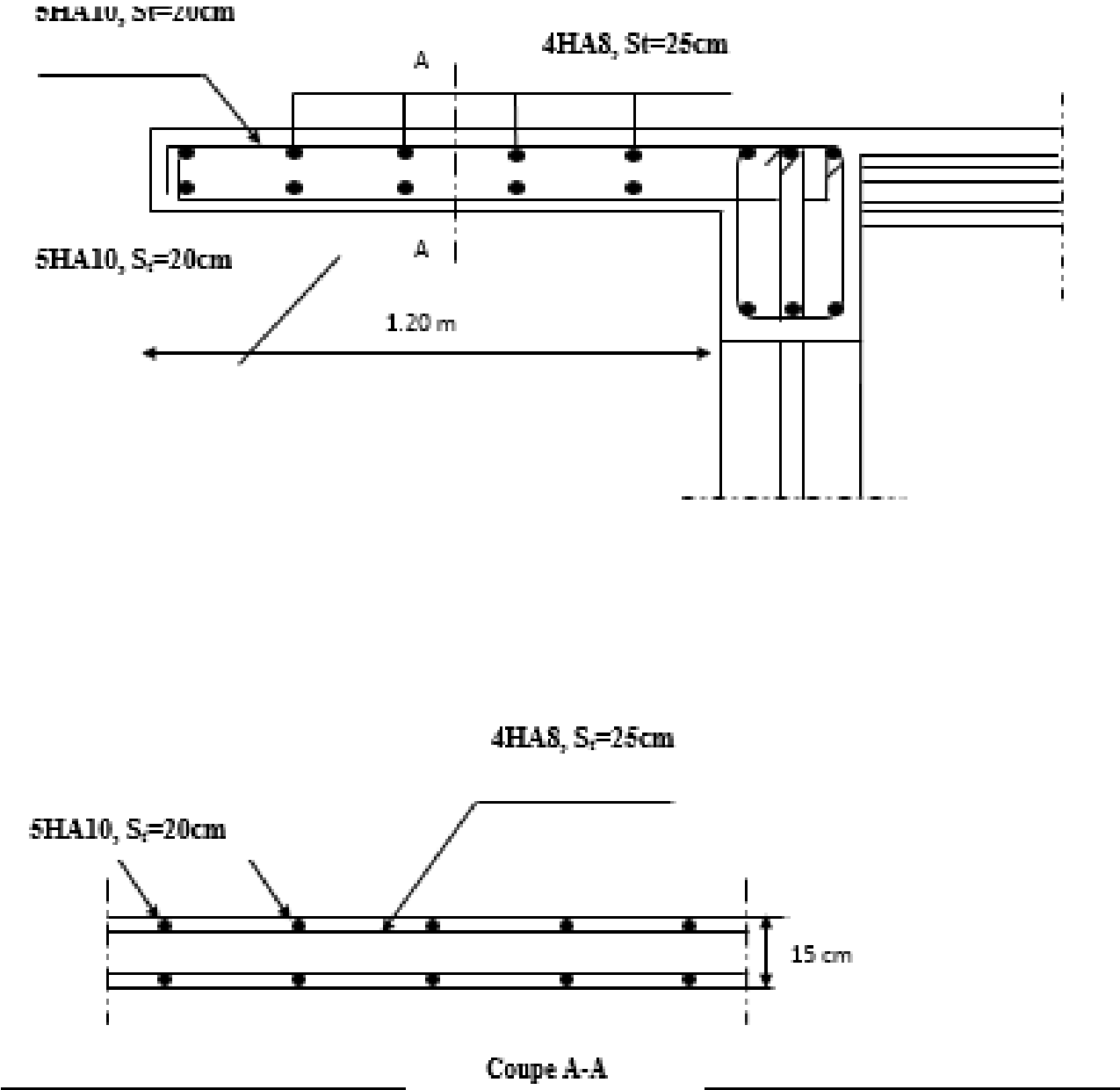


Figure III.4.6. Plan de ferrailage de la console.

III.5.5. Calcul des planchers :**III.5.1. Introduction :**

Ils sont constitués :

- De poutrelles préfabriquées (section en T) qui sont disposées suivant la petite portée, elles assurent une fonction de portance, la distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65 cm.
- De Corps creux qui est utilisés comme coffrage perdu et qui sert aussi à l'isolation thermique et phonique.
- D'une dalle de compression en béton armé de 4cm d'épaisseur

III.5.2. Calcul et ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est de 4cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé (TLE 520) qui doit satisfaire les conditions suivantes :

(BAEL 91/B.6.8,423)

- Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :
 - 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
 - 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

III.5.3. Calcul des armatures :

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4L'}{f_e}$$

L' : distance entre axe des poutrelles égale à 65cm.

f_e : Limite d'élasticité des aciers en MPa.

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

Soit: $A_{\perp} = 5T5 /\text{ml} = 0.98 \text{ cm}^2$, avec un espacement $S_t = 20\text{cm}$

Avec : S_t : distance entre les armatures.

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2}$$

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_{//} = 5T5 / \text{ml} = 0.98 \text{ cm}^2$, avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

Conclusion :

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (**TLE 520**) de dimension (**5x5x200x200**) mm².

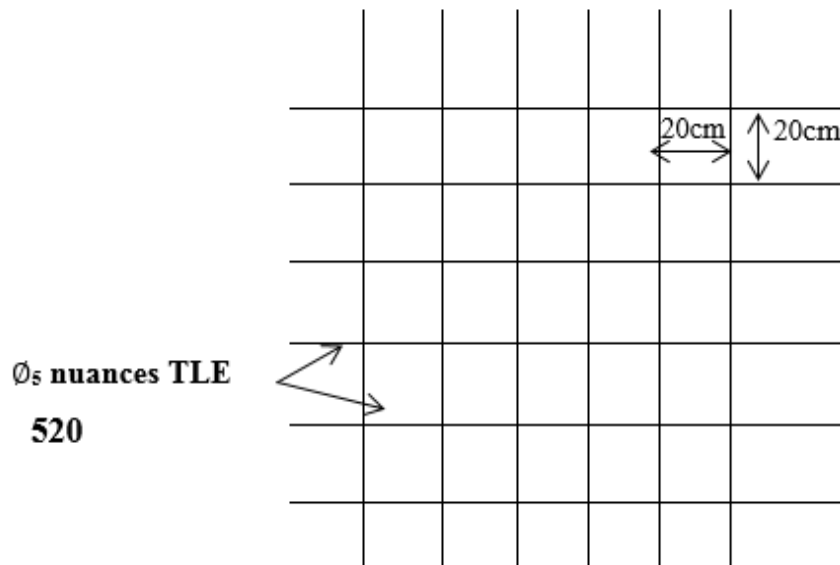


Figure III.5.1. Treillis soudé de (20 × 20) cm².

III.5.4. Etude des poutrelles :

Dans cette étude on s'intéressera sur la poutrelle du plancher le plus sollicité (celui qui supporte la plus grande charge d'exploitation), elle se calcule comme une section en T.

A. Disposition des poutrelles :

Leurs dispositions se fait suivant de crêter :

- Crêter de la petite porter (Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée).
- Crêter de continuité.

B. Dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément réparti. Leur largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives.(BAEL A.4.1.3)

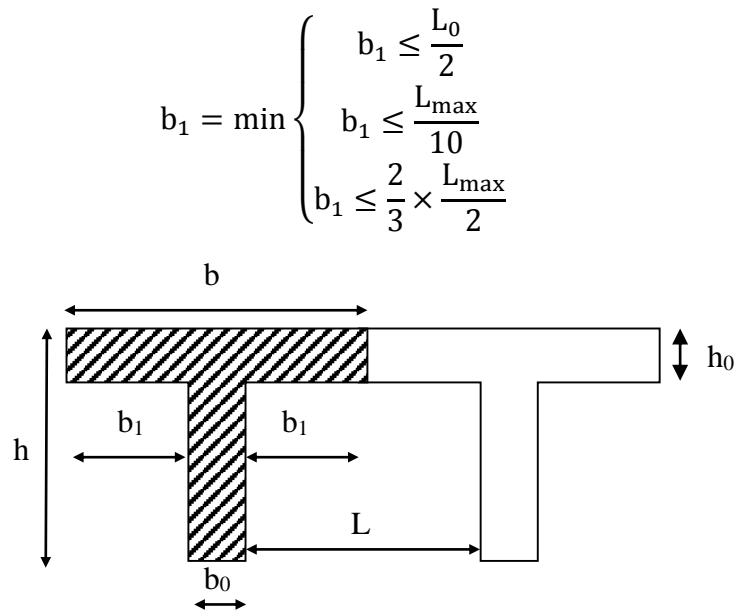


Figure III.5.2. Dimensionnement de la section en T.

Avec :

L_0 : Distance entre deux parements voisins de deux poutrelles, $L_0 = 65 - 12 = 53$ cm.

L_{\max} : Longueur de la plus grande travée (la plus sollicitée), $L_{\max} = 400$ cm.

b_0 : largeur de la nervure $b_0 = 12$ cm.

h_0 : épaisseur de la dalle de compression $h_0 = 4$ cm.

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L_{\max}}{10}; \frac{L_0}{2}; \frac{2}{3} \times \frac{L_{\max}}{2} \right)$$

$$b_1 \leq \min(40; 26,5; 133,33) = 26,5 \text{ cm.}$$

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

b : distance entre axes de deux poutrelle.

$h = 16 + 4 = 20$ cm (hauteur de la section).

$C = 2$ cm (enrobage).

$d = 18$ cm (hauteur utile).

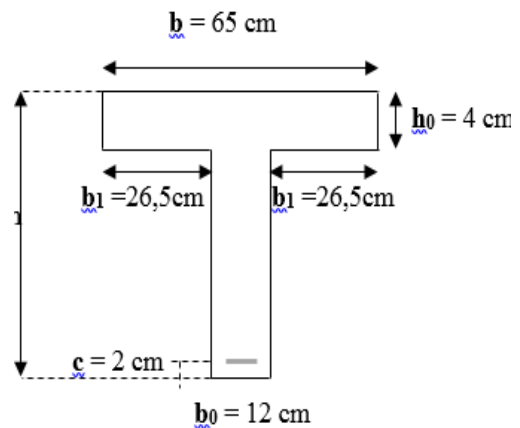


Figure III.5.3. Coupe transversale de la poutrelle.

C. Calcul des poutrelles :

Le calcul des poutrelles est fait en deux étapes : avant coulage et après coulage de la dalle de Compression.

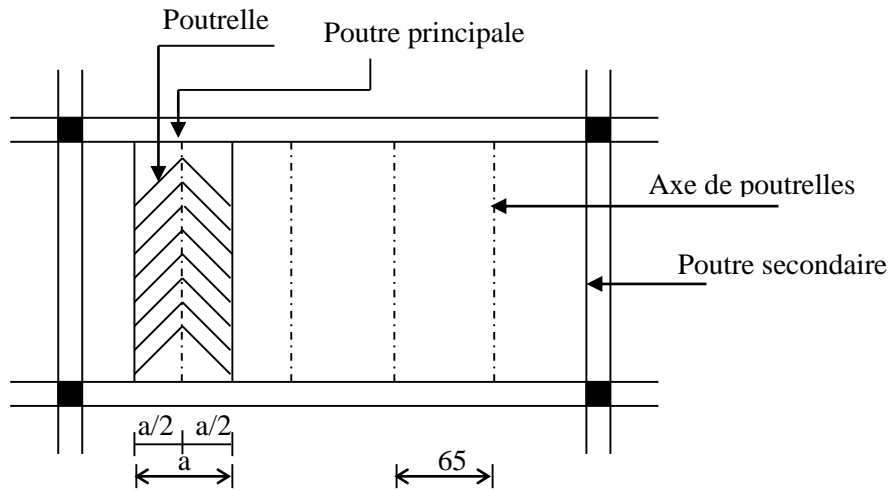


Figure III.5.4. Surfaces revenant aux poutrelles

a : largeur du plancher repris par la poutrelle.

Calcul avant coulage de la dalle de compression :

Avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées comme étant posées sur deux appuis simples. Elles travaillent en flexion simple et soumises aux charges suivantes :

Le poids propre, le poids du corps creux et le poids propre de l'ouvrier.
On a donc :

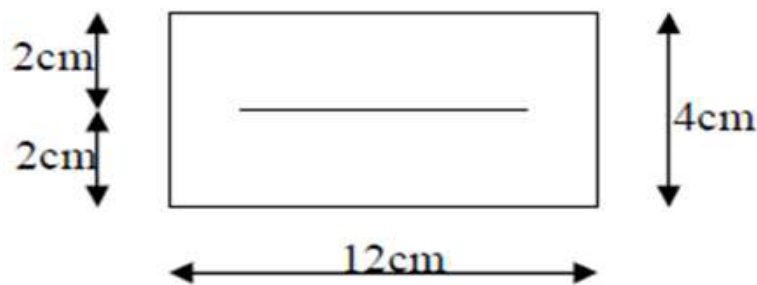


Figure III.5.5. Dalle de compression (section rectangulaire).

Chargement de la poutrelle :

- **Poids de la poutrelle :**
 $G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml.}$

- Poids propre du corps creux :
 $G_2=0,65 \times 0,95=0,62$ KN/ml.

Avec :

0,95 [KN/m²] est le poids propre du corps creux

- Charge permanente :
 $G=G_1+G_2$
 $G = 0,12 + 0,62 = 0,74$ KN/ml

- Surcharge de l'ouvrier :
 $Q=1$ KN/ml.

❖ Calcul à l'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable ($L = 4,5$ m).

➤ Combinaison de charges :

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

$$q_u = 1,35 \times (0,74) + 1,5 \times (1)$$

$$q_u = 2,5 \text{ KN/ml.}$$

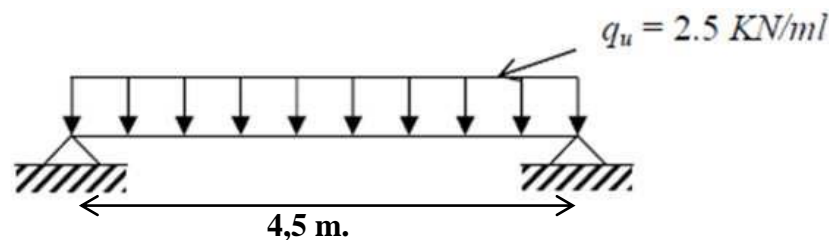


Figure III.5.6. Schéma de calcul des poutrelles.

➤ Calcul du moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2,5 \times 4,5^2}{8} = 6,328 \text{ KN/ml.}$$

➤ Calcul de l'effort tranchant :

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2,5 \times 4,5}{2} = 5,625 \text{ KN.}$$

➤ Calcul des armatures :

Avec : $b = 12$ cm, $h = 4$ cm, $c = 2$ cm et $d = h - c = 2$ cm (hauteur utile)

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6,328 \times 10^3}{12 \times 4 \times 14,2} = 9,28 \gg 0,392 \text{ la section est doublement armée (SDA).}$$

Remarque :

La section de la poutrelle est petite, par conséquent, on ne peut pas placer la totalité des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul. On prévoit alors des étais intermédiaires pour la conforter (l'aider à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression), de manière à ce que les armatures comprimées ne lui soient pas utiles.

Après le coulage de la dalle de compression :

Après coulage, la poutrelle travaille comme une poutre en T reposant sur des appuis intermédiaires, partiellement encastrée à ses deux extrémités. Elle supporte son poids propre ainsi que les charges et surcharges revenant au plancher.

➤ **Détermination des sollicitations et combinaisons de charge :****a. Plancher étage courant à usage d'habitation :**

$$G = 5,56 \times 0,65 = 3,61 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,98 \text{ KN/ml.}$$

- A l'ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,61 + 1,5 \times 0,98 = 6,34 \text{ KN/ml}$

- A l'ELS : $q_s = G + Q = 3,61 + 0,98 = 4,59 \text{ KN/ml}$

➤ **Type de poutrelles :** Dans notre ouvrage, un type de poutre à étudier : une poutre reposant sur 7 appuis.

III.5.5.Choix de la méthode de calcul :

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

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

Méthode forfaitaire :

➤ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire (BAEL 91 .Art B.6.2, 210)**

La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doivent être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 kN/m².

$$Q = 0,98 \text{ KN/ml} \leq \max \{2G ; 5 \text{ KN/ml}\}$$

$$G \times 3,61 = 2 \times 3,61 = 7,22 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 0,98 \text{ KN/ml} \leq \max \{6,56 ; 5 \text{ KN/ml}\} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées considérées. \longrightarrow **Condition vérifiée.**
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements. \longrightarrow **Condition vérifiée.**

- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

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

$$0,8 \leq \frac{4,5}{3,65} = 1,23 \leq 1,25 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$0,8 \leq \frac{3,65}{3,20} = 1,14 \leq 1,25 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$0,8 \leq \frac{3,20}{3,80} = 0,84 \leq 1,25 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$0,8 \leq \frac{3,80}{3,50} = 1,08 \leq 1,25 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{3,50}{2,40} = 1,45 \geq 1,25 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

Conclusion :

La méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul se fera par la méthode des trois moments.

Principe de la méthode des trois moments :

La poutre est décomposée au droit des appuis, on obtiendra ainsi *n* poutres isostatiques simplement appuyées, les encastremets aux extrémités seront transformé en des travées isostatiques de longueur *L*=0. Cette méthode nous permettra de déterminer les moments sur appuis.

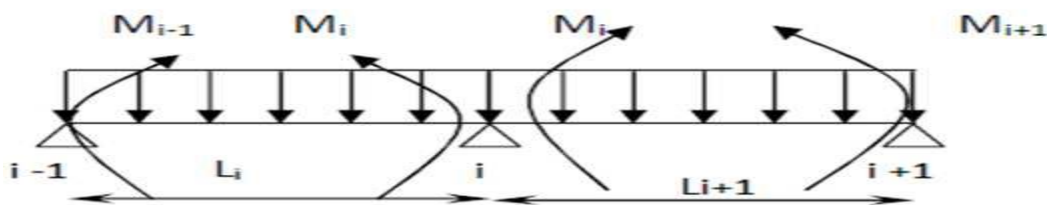


Figure III.5.7. Diagramme des moments.

- **Moment aux appuis :**

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

Avec :

M_{i-1}, M_i et M_{i+1} : sont respectivement les moments en valeur 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** ».

q_i : charge répartie à gauche de l'appui « i ».

q_{i+1} : charge répartie à droite de l'appui « i ».

- **Moment en travée :**

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

Avec :

$$x = \frac{l}{2} + \left(\frac{M_{i+1}-M_i}{q_l}\right)$$

Remarque :

La méthode des 3 moments surestime les moments sur appuis au détriment des moments en travée, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

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

- **Calcul des efforts tranchants :**

$$T_{(x)} = \frac{dm(x)}{dx} = \frac{q_l}{2} - qx + \frac{(M_{i+1}-M_i)}{l}$$

Remarque :

On effectuera les calculs sur l'étage courant avec $Q = 1,5 \text{ KN/ml}$ et $G = 5,56 \text{ KN/ml}$.

- **Calcul à l'ELU :**

La charge étant la même sur toutes les travées des poutrelles, les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculés à l'ELU sont proportionnels à cette charge q_u . Il suffit donc de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le rapport $\frac{q_s}{q_u}$ pour obtenir les résultats des efforts internes à l'ELS.

Soit une poutre simplement appuyée sur 7 appuis :

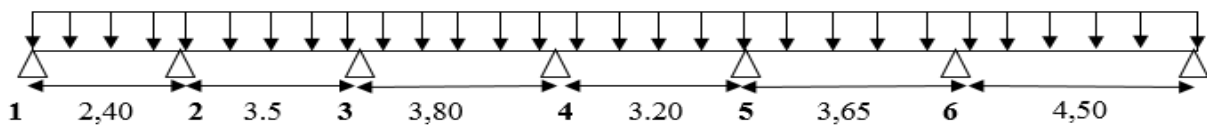


Figure III.5.8. Schéma statique de la poutre continue reposant sur 7 appuis.

$$\begin{aligned}
 4,8M_1+2,4M_2 &= -21,91 \dots\dots\dots (1) \\
 2,4M_1+11,8M_2+3,5M_3 &= -86,87 \dots\dots\dots (2) \\
 3,5M_2+14,06M_3+3,80M_4 &= -154,8 \dots\dots\dots (3) \\
 3,80M_3+14M_4+3,20M_5 &= -138,90 \dots\dots\dots (4) \\
 3,20M_3+13,68M_4+ 3,65M_5 &= -129 \dots\dots\dots (5) \\
 3,65M_5+16,3M_6+4,5M_7 &= -221,51 \dots\dots\dots (6) \\
 4,5M_6+9M_7 &= -144,33 \dots\dots\dots (7)
 \end{aligned}$$

$$\begin{pmatrix}
 4,8 & 2,4 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 2,4 & 11,8 & 3,5 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 3,5 & 14,6 & 3,8 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 3,80 & 14 & 3,2 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 3,2 & 13,68 & 3,65 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 3,65 & 16,3 & 4,5 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 4,5 & 9
 \end{pmatrix}
 \begin{bmatrix}
 M_1 \\
 M_2 \\
 M_3 \\
 M_4 \\
 M_5 \\
 M_6 \\
 M_7
 \end{bmatrix}
 =
 \begin{Bmatrix}
 -21,91 \\
 -86,87 \\
 -154,8 \\
 -138,90 \\
 -129 \\
 -221,51 \\
 -144,45
 \end{Bmatrix}$$

La résolution de ce système nous donne :

NB : La résolution de ce système d'équation a été faite par le logiciel **PYTHON**

$$\begin{aligned}
 M_1 &= -2,123 \text{KN.m} & M_2 &= -4,896 \text{KN.m} \\
 M_3 &= -7,715 \text{KN.m} & M_4 &= -6,586 \text{KN.m} \\
 M_5 &= -5,430 \text{KN.m} & M_6 &= -9,215 \text{KN.m} \\
 M_7 &= -11,440 \text{KN.m}
 \end{aligned}$$

Appuis	Moment à l'ELU (KN.m)	Moment à l'ELS (KN.m)
1	-2,123	-1,54
2	-4,896	-3,54
3	-7,715	-5,59
4	-6,586	-4,77
5	-5,430	-3,93
6	-9,215	-6,67
7	-11,440	-8,28

Tableau III.5.1. Valeurs des moments fléchissant à L'ELU et L'ELS.

Moment on travée :

Exemple de calcul : **travée (1- 2) :**

$$M_{1-2} = \frac{ql}{2}x - \frac{qx^2}{2} + M_1 + \left(\frac{M_2 - M_1}{l_{1-2}}\right) x$$

Avec : $x = \frac{l}{2} + \left(\frac{M_2 - M_1}{ql_{1-2}}\right) \rightarrow x = \frac{2,40}{2} + \left(\frac{-4,896 + 2,123}{6,34 \times 2,40}\right)$

x = 1,02m

$$M_{1-2} = \frac{6,34 \times 2,40}{2} \times 1,02 - \frac{6,34 \times (1,02)^2}{2} + (-2,123) + \left(\frac{-4,896 + 2,123}{2,40}\right) \times 1,02$$

M₁₋₂ = 1,16 (KN.m)

On suit les mêmes étapes pour calculer les autres moments et les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.5.2. Valeurs des moments fléchissant à L'ELU et L'ELS.

travées	ELU		ELS	
	X (m)	M(x) (KN.m)	X(m)	M(x) (KN.m)
1-2	1,02	1,16	1,02	0,84
2-3	1,6	3,46	1,6	2,5
3-4	1,94	7,72	1,94	5,59
4-5	1,66	2,11	1,66	1,53
5-6	1,66	3,32	1,66	2,40
6-7	2,17	5,74	2,17	4,16

Remarque :

- L'inconvénient de la méthode des 03 moments est qu'elle surestime les moments aux appuis et diminue ceux en travée.
- le béton est un matériau hétérogène, on réduit donc les moments sur appuis de (1/3) des valeurs trouvées et on augmente ceux des travées de (1/3) des valeurs trouvées.

Les moments corrigés en travées et aux appuis :

Exemple :

Moment corrigé en travée :

$$M_{1-2} = 1,16 + 0,3(1,16) = 1,54 \text{ KN.m.}$$

Moment corrigé à l'appui :

$$M_1 = -2,123 - 0,3(-2,123) = -1,42 \text{ KN.m.}$$

Les deux tableaux représentent tous les moments corrigés en travées et aux appuis.

Tableau III.5.3. Valeurs des moments fléchissant à l'ELU à L'ELS.

travées	ELU	ELS
1-2	1,54	1,11
2-3	4,60	3,33
3-4	10,26	7,42
4-5	2,81	2,03
5-6	4,42	3,2
6-7	7,63	5,52

appuis	ELU	ELS
1	- 1,42	-1,03
2	-3,28	-2,37
3	-5,17	-3,74
4	-4,41	3,19
5	-3,64	-2,64
6	-6,17	-4,47
7	-7,66	-5,55

Calcul des efforts tranchant :

Soit :
$$T_{(x)} = \frac{dm(x)}{dx} = \frac{ql}{2} - qx + \frac{(M_{i+1} - M_i)}{l}$$

Exemple de calcul :

Travée (1-2) : pour x=i

$$T_{(x)} = \frac{ql}{2} + \frac{(M_{i+1} - M_i)}{l} \rightarrow T_i = \frac{6,34 * 2,40}{2} + \frac{-(4,896 - 2,123)}{2,40} \rightarrow T_i = 6,45KN.$$

Pour x=i+1 :

$$T_{(x)} = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_{i+1} - M_i)}{l} \rightarrow T_i = -\frac{6,34 * 2,40}{2} + \frac{-(4,896 - 2,123)}{2,40} \rightarrow T_i = -8,76KN.$$

On suit les mêmes étapes pour calculer les autres efforts tranchants et les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.5.4. Valeurs des efforts tranchants à l'ELU à L'ELS.

travées	ELU(KN)		ELS (KN)	
	T(i)	T (i+1)	T(i)	T(i+1)
1-2	6,45	-8,76	4,67	-6,34
2-3	10,29	-11,90	7,45	-8,61
3-4	12,34	-12,34	8,93	-8,93
4-5	10,50	-9,78	7,60	-7,10
5-6	10,53	-12,61	7,62	-9,13
6-7	13,79	-14,76	10	-10,70

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

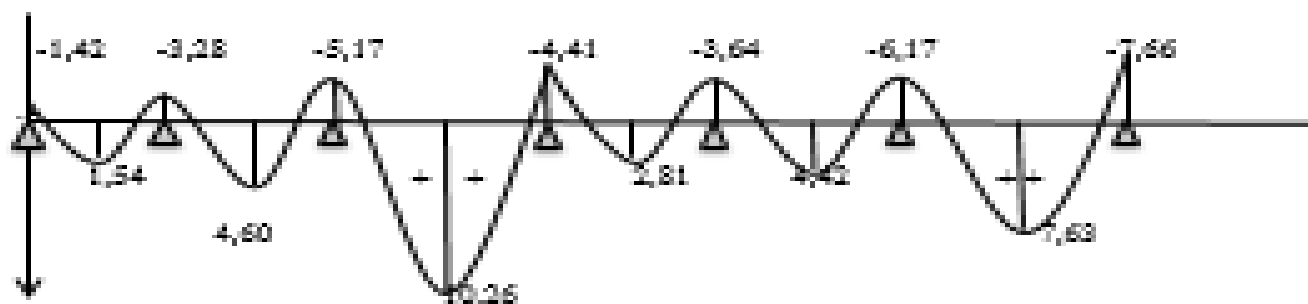


Figure III.5.9. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

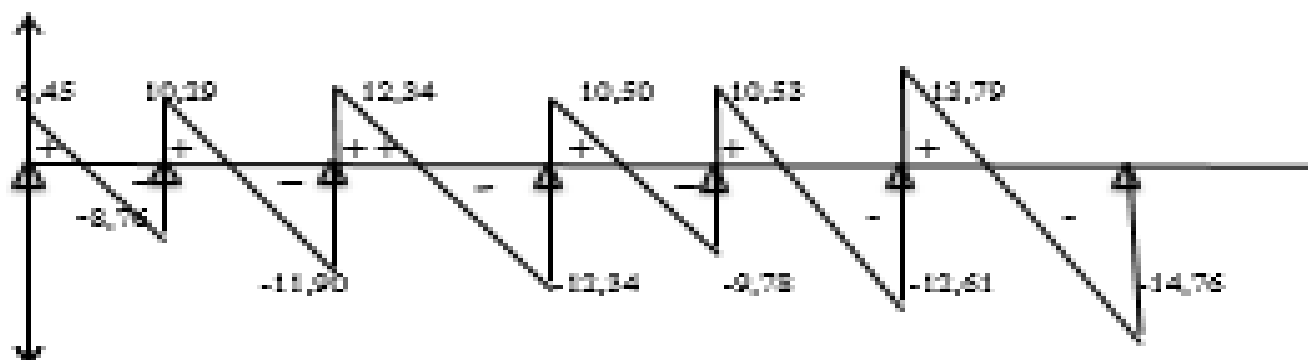


Figure III.5.10. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

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

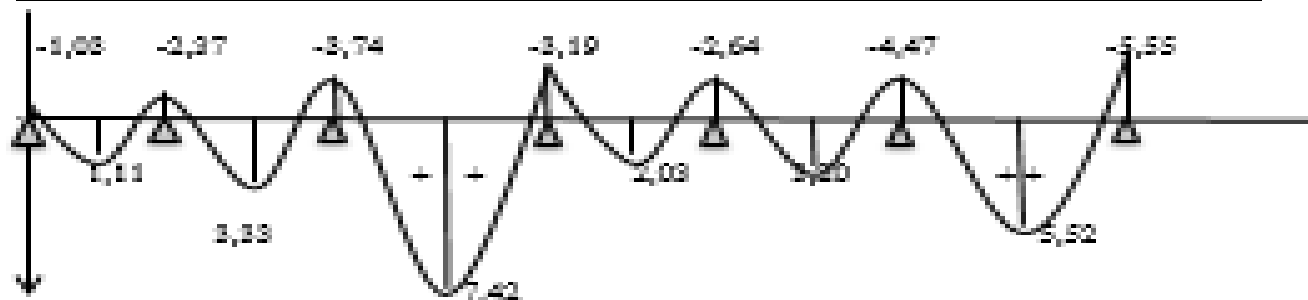


Figure III.5.11. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

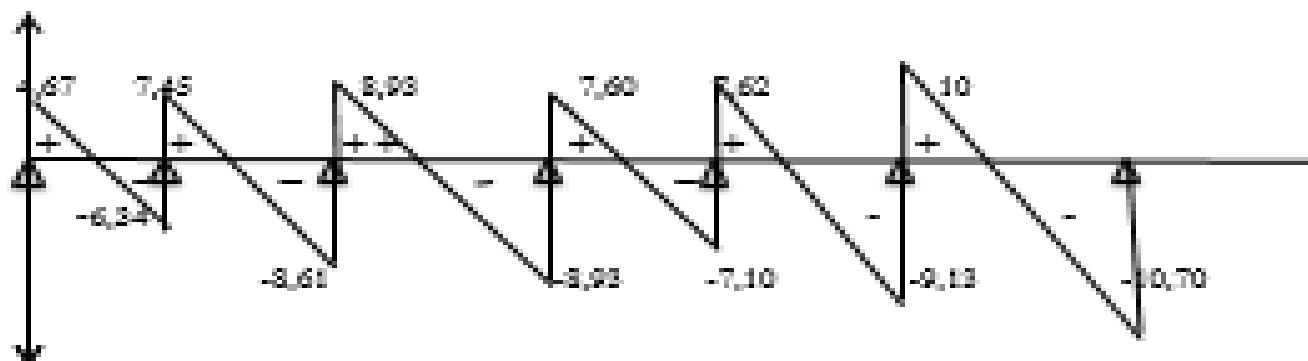


Figure III.5.12. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

III.5.4. Ferrailage à l'ELU :

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

La poutrelle sera calculée comme une section en **Té** dont les caractéristiques géométriques sont : $b = 65\text{cm}$; $b_0 = 12\text{cm}$; $h = 20\text{cm}$; $d = 18\text{cm}$:

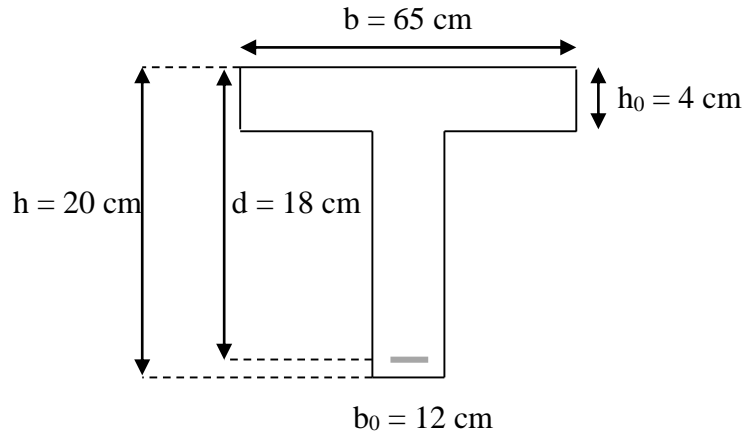


Figure III.5.13. Coupe schématique de la poutrelle.

- **Armatures longitudinales**

- **En travée :**

Le moment max en travée : $M_t^{\max} = 10,26 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre :

Si : $M_t^{\max} > M_0$ \longrightarrow A.N est dans la nervure.

Si : $M_t^{\max} < M_0$ \longrightarrow A.N est dans la table de compression.

Le moment équilibré par la table de compression :

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

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

$$M_t^{\max} = 10,26 \text{ KN.m} < M_0 = 59,07 \text{ KN.m}$$

Donc : l'axe neutre est dans la table de compression \longrightarrow le calcul se fera pour une section rectangulaire (65×20).

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10,26 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,034$$

$\mu = 0,034 < \mu_1 = 0,392$ \longrightarrow la section est simplement armée donc ($A_{sc} = 0$).

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante :

$$\mu = 0,034 \longrightarrow \beta = 0,984$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10,26 \times 10^3}{0,984 \times 18 \times 348} = 1,66 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$.

➤ **Aux appuis :**

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

$$b_0 = 12\text{cm}, c = 2\text{cm}, h = 20\text{cm}, d = 18\text{cm}$$

Le moment max aux appuis :

$$M_a^{\max} = 7,66 \text{ KN.m}$$

- Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7,66 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,138$$

$\mu = 0,138 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow$ la section est simplement armée donc ($A_{sc} = 0$).

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante :

$$\mu = 0,138 \longrightarrow \beta = 0,925$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7,66 \times 10^3}{0,925 \times 18 \times 348} = 1,32 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 1\text{HA}10 + 1\text{HA}10\text{chapeau} = 1,58 \text{ cm}^2$.

• **Armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures est donné par (Art 7.2.2/BAEL91)

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

Avec :

- ϕ_t : diamètre des armatures transversal.
- ϕ_1^{\max} : diamètre des armatures longitudinal.

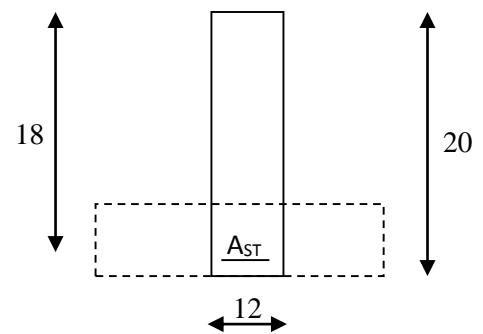


Figure III.5.14. Coupe schématique de la poutrelle.

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_1^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1 \right\} = 0,571 \text{ cm.}$$

$\phi_t = 5,71 \text{ mm}$ On prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$

On adopt **2HA6** $\rightarrow A_t = 0.57 \text{ cm}^2$.

Conclusion :

Les armatures transversales seront réalisés par des étriers HA6,

Vérifications à L'ELU:

Condition de non fragilité : (Art A 4.2 ,1/BAEL 91)

Par définition une section tendue ou fléchie considérée comme non fragile si la sollicitation provoquant la fissuration du béton dans le plan de la section considérée entraîne dans les aciers une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticité garantie.

Dans le cas d'une section rectangulaire simplement fléchie, de longueur (b) armée d'une section (A_s) cette condition s'exprime par : $\rho = \frac{A_s}{bd} \geq 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e}$

On doit vérifiée que : $A_{st} \geq A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$

Avec : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$.

➤ En travée :

$$A_{\min} = 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 2,36 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Aux appuis :

$$A_{\min} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

$$A_{sa} = 1,58 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis (B.A.E.L 91/ Art.6.1.3):

On doit vérifier que : $\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$

Avec :

Ψ_s : Coefficient de scellement.

U_i : Périmètre utile de la barre « i ».

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

➤ **En travée :**

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 3 \times 3,14 \times 10 = 94,2 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{14,76 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 94,2} = 0,976 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis :**

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 2 \times 3,14 \times 10 + (3,14 \times 10) = 94,2 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{14,76 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 94,2} = 0,976 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

➤ **Ancrage des barres : (BAEL91/Art. 6.1, 221)**

Ancrage rectiligne :

Les barres rectilignes de diamètre φ et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur L_s dite longueur de scellement droit.

La longueur de scellement droit d'après les règles BAEL91 :

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Avec : τ_{su} : contrainte d'adhérence.

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

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad L_s = 35 \text{ cm}$$

Vu que la longueur de scellement est importante, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4L_s$ pour les aciers H.A.

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 35 \quad \longrightarrow \quad L_c = 14 \text{ cm}$$

➤ **Vérification aux cisaillements (Art 5.1.211/BAEL 91 modifié 99) :**

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_d} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\gamma_b = 1,5 ; f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

$$T_u^{\max} = 14,76 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \frac{25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa.} \quad \ll \text{Fissuration peu préjudiciable} \gg$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{14,76 \times 10^3}{180 \times 120} = 0,68 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires .

Influence de l'effort tranchant sur le béton : (BAEL 91/Art 5.1, 313)

On doit vérifier que : $T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0$

Avec : $a = 0,9d$

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 180 \times 120 \times 10^{-3}$$

$$T_{\max} \leq 129,6 \text{ KN}$$

➤ **Au niveau des appuis de rive :**

$$T_{\max} = 14,76 \leq 129,6 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Au niveau des appuis intermédiaires :**

$$T_{\max} = 13,79 \leq 129,6 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieurs : (BAEL 91/Art 5.1, 312)

On doit vérifier que : $A \geq (T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$

➤ **Au niveau des appuis de rive :**

$$T_{\max} = 14,76 \text{ KN} \quad \text{et} \quad M_{\max} = 7,66 \text{ KN}$$

$$A_a = 3,05 \text{ cm}^2 \geq \left(14,76 - \frac{7,66}{0,9 \times 0,18} \right) \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} = -0,94 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Au niveau des appuis intermédiaires :**

$$T_{\max} = 13,79 \text{ KN} \quad \text{et} \quad M_{\max} = 6,17 \text{ KN}$$

$$A_a = 2,26 \text{ cm}^2 \geq \left(13,79 - \frac{6,17}{0,9 \times 0,18} \right) \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} = -0,70 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires (BAEL91/Art A.5.1, 322) :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc}^{\max} = \frac{T_{\max}}{b_0 a} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1,3 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,3 \times \frac{25}{1,5} = 21,67 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc}^{\max} = \frac{14,76 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 120} = 0,76 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc}^{\max} = 0,84 \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification à L'ELS :

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

a) État limite de compression du béton (BAEL91:Art A.4.5, 2) :

Pour se disposer du calcul de la contrainte de compression on doit vérifier la condition suivante :

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

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} ; \sigma_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

➤ **En travée :**

On a : $M_t^{\max} = 7,42 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.36}{12 \times 18} = 1.095 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,856 \\ K_1 = 19.72 \end{cases}$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{7,42 \times 10^3}{0,856 \times 18 \times 2.36} = 204.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 204.05 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa.} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton est :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{204,05}{19,72} = 10,35 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

On a : $M_a^{\max} = 5,55 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,58}{12 \times 18} = 0,731 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,876 \\ K_1 = 25 \end{cases}$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{5,55 \times 10^3}{0,876 \times 18 \times 1,58} = 222,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 222,77 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa.} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton est :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{222,77}{25} = 8,91 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

La vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire (Article A.4.5, 32 du BAEL91).

b) Etat limite de déformation : (BAEL91. Art B.6.8, 424)

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

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

h : hauteur totale de la section (20cm).

l : portée libre maximale.

M_t : moment max en travée.

M₀ : moment max de la travée isostatique.

A_s : section des armatures.

b₀ : largeur de la nervure.

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{400} = 0,05 > \frac{1}{22.5} = 0,044 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{400} = 0,05 > \frac{M_t}{15M_0} = \frac{7,42}{15 \times 10,72} = 0,046 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0,010 > \frac{3.6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

La troisième condition n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est nécessaire.

❖ **Calcul de la flèche : (Art. B.6.5, 2/ BAEL91)**

On doit vérifier que :

$$f_v = \frac{M_s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{395}{500} = 0,79 \text{ cm.}$$

Avec :

M_s : Moment fléchissant maximal.

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : Module de la déformation différée $E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa.}$

I_{fv} : moment d'inertie fictif de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité de la section.

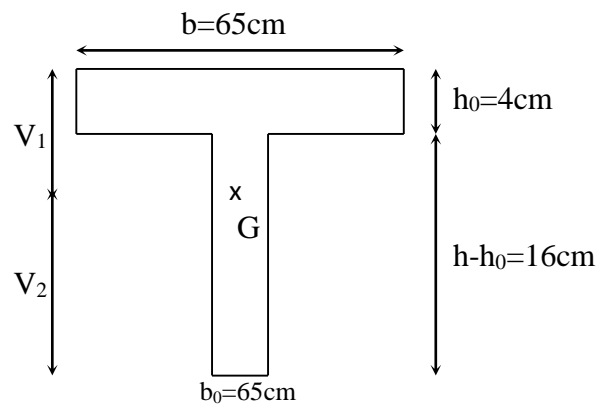


Figure III.5.15. Schéma statique de calcul.

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

Moment isostatique de la section homogénéisée par rapport à l'axe xx passant par la fibre extrême supérieur S_{xx'} :

$$S_{xx'} = \frac{b_0 \cdot h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d$$

$$S_{xx'} = \frac{12 \cdot 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + (15 \times 3,39 \times 18) = 3739,3 \text{ cm}^2.$$

Aire de la section homogénéisée B₀ :

A_t : section d'armatures tendues.

$$B_0 = B + nA = b_0 \cdot h + (b - b_0) h_0 + 15A_t$$

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 3,39) = 502,85 \text{ cm}^2$$

Position du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{3739,3}{502,85} = 7,44 \text{ cm}.$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,44 = 12,56 \text{ cm}.$$

Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :

I₀ : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité :

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(V_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 \cdot A_t \cdot (V_2 - c)^2$$

D'où:

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

$$I_0 = 21799,77 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{12,18} = 0,010 \longrightarrow \beta_1 = 0,982$$

ρ : le rapport des aciers tendus a calcul de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures).

Aussi :

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.010(2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 1.65$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{7,42 \times 10^6}{0,982 \times 180 \times 236} = 177.87 \text{MPa.}$$

Donc :

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

$$\mu = \max(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.010 \times 177.87 + 2.1}; 0)$$

$$\mu = \max(0.40; 0) = 0,38$$

Et :

$$I_{fv} = 1,1 \times \frac{l_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = 1,1 \times \frac{21799,77}{1 + 1,028 \times 0,40} = 15447.7$$

Au final :

$$f_v = \frac{M_s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = \frac{7,42 \times 10^5 \times (400)^2}{10 \times 10818,86 \times 15447.7 \times 10^2} = 0,71 \text{ cm.}$$

$$f = 0.71 < \bar{f} = 0,8 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Le ferrailage retenu pour les poutrelles est le suivant :

➤ **Armatures longitudinales :**

En travée : **3HA10 = 2.36cm².**

Aux appuis : **1HA10 (filante) + 1HA10 (chapeau) = 1.58cm².**

➤ **Les armatures transversales :**

Etrier : **2HA6 = 0.57cm²;**

. Plan de ferrailage du plancher :

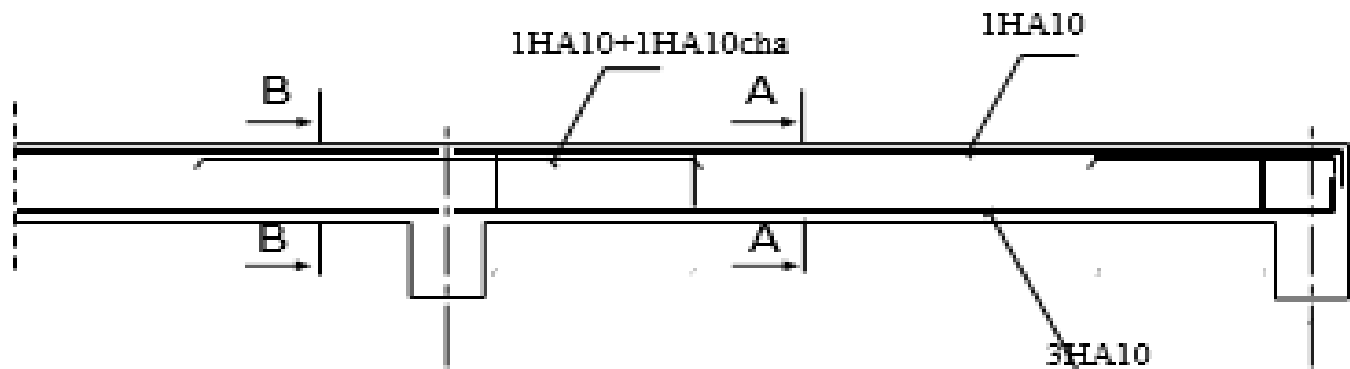


Figure III.5.16. Ferrailage de la poutrelle.

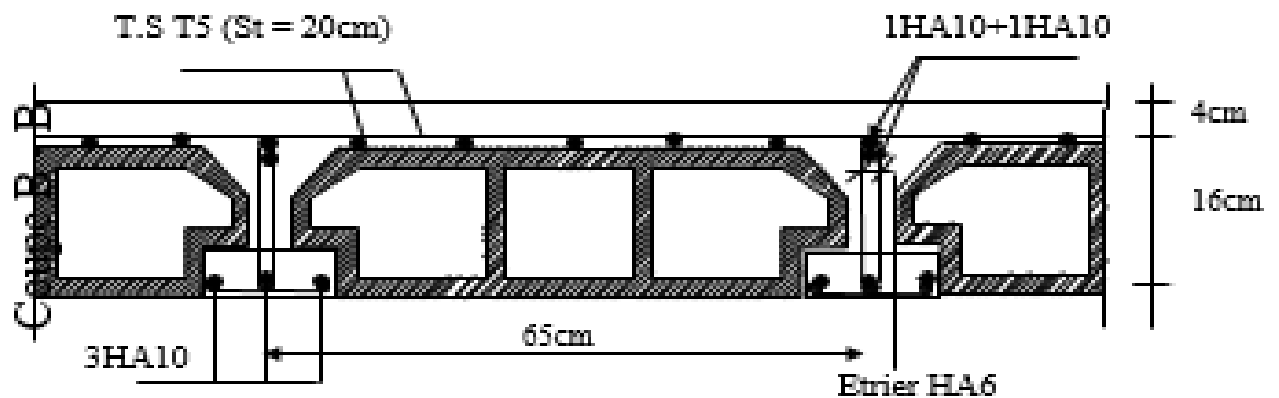


Figure III.5.17. Plan de ferrailage du plancher aux appuis.

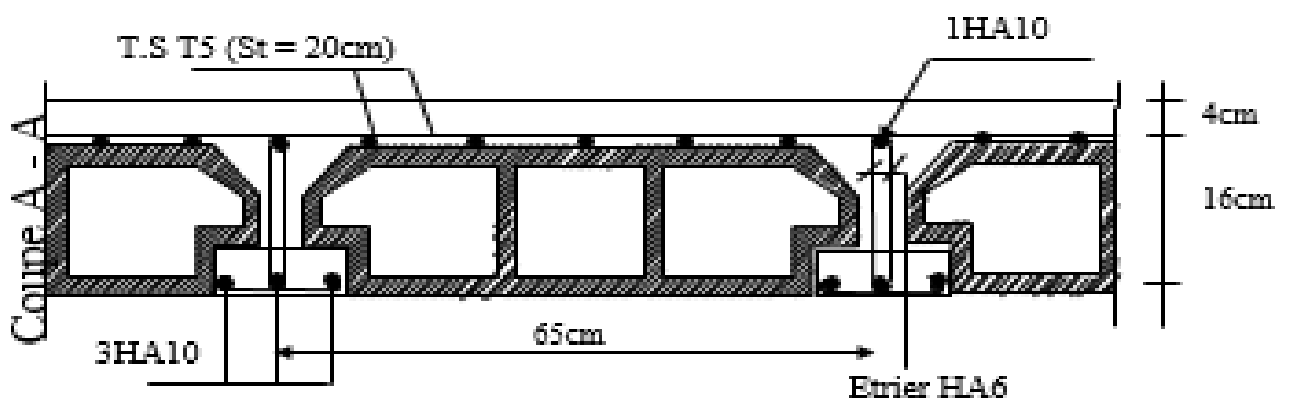


Figure III.5.18. Plan de ferrailage du plancher en travée.

CHAPITRE IV

PRESENTATION DE LOGICIEL ETABS ET MODELISATION

Introduction :

La révolution scientifique à changer les habitudes de travail. Certains métiers ont apparus et d'autres ont disparus. L'informatique est rapidement devenue l'outil de travail indispensable dans de nombreuses professions, qui au préalable n'utilisaient pas de telles techniques et qui ont dû par conséquent s'adapter à ces changements. L'ingénieur en génie civil a aussi dû confronter le monde de l'informatique, par l'apparition de logiciels de calcul.

Étant donné que la méthode des éléments finis est envisagée pour l'analyse du risque sismique l'utilisation d'un logiciel s'impose (ETABS, SAP2000, ROBOT, etc.), ces logiciels doivent posséder certaines caractéristiques recherchées :

- Suffisamment de liberté pour le choix des méthodes de calcul et des utilisés ;
- Clarté de la démarche de calcul ;
- Utilisation rapidement accessible ;
- Sa disponibilité.

IV.1.Le concept de base de la MEF :

-La MEF est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux, elle considère la structure comme un assemblage direct d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites des éléments

-Pour chaque type d'éléments une fonction polynomiale détermine la relation entre la déformation et la force nodale, elle peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie potentielle minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnu les déformations au niveau des nœuds.

La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV.2.Méthode de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003). Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées. Il faut donc utiliser la

méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le R.P.A.99 version 2003.

✓ **Principe de la méthode d'analyse modale spectrale :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure

IV.3.Définition de l'ETABS :

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adaptée aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post- processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, etc.

Dans notre étude, nous avons utilisé la version ETABS 9.7.0. Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1- Introduction de la géométrie de l'ouvrage.
- 2- Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- 3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- 4- Affectation des sections aux différents éléments des portiques.
- 5- Définition des charges statiques (G, Q).
- 6- Affectation des charges revenant aux éléments.
- 7- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- 8- Définition de la charge sismique E.
- 9- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- 10- Introduction des combinaisons d'actions.
- 11- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

IV.4.Rappel (terminologie) :

- . Define : définir.
- Materials : matériaux.
- Concrete : béton.
- Steel : acier.
- Frame section : coffrage.
- Beam : poutre.
- Loads : charge.
- Uniformed Loads : charges uniformément.
- Joints : nœuds.
- Frame : portique (cadre).
- Shell : voile.
- Elément : élément.
- Column : poteau.

IV.5.Etapes de modélisation :

Étape 01 : Introduction de la géométrie de l’ouvrage.

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

On clique sur l’icône de ETABS, La fenêtre de dialogue s’affiche, on clique sur OK.

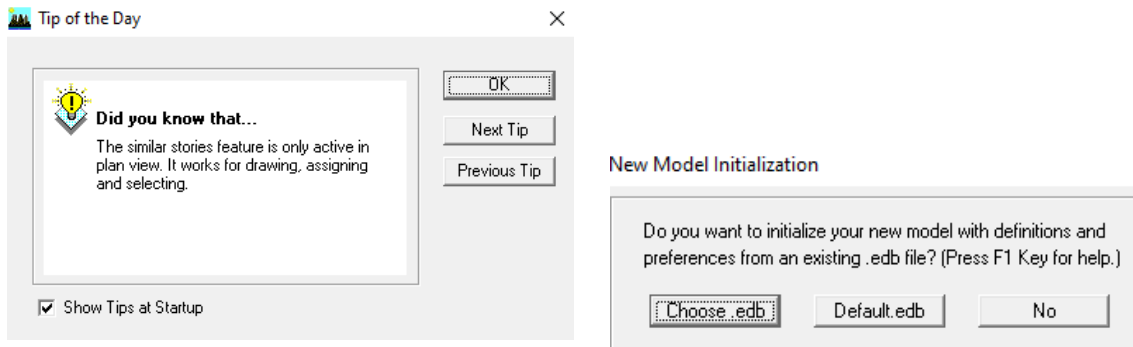


Figure IV.1. Fenêtre de dialogue.

a. Choix de l’unité :

On doit choisir un système d’unités pour la saisie des données dans l’ETABS → KN-m.



b. Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l’écran on sélectionne **File → New model**

Dans la fenêtre qui apparait nous cliquons sur : **Default.edb.**

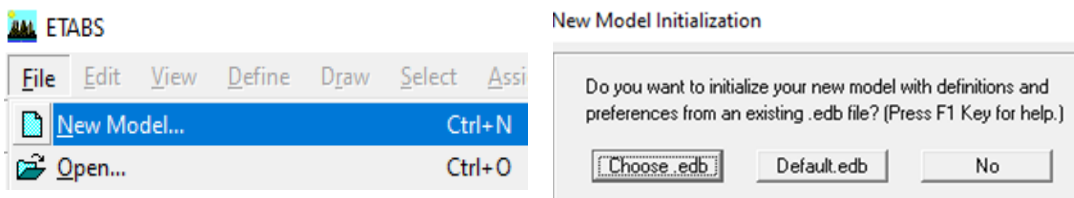


Figure IV.2. Interface d’initialisation du modèle.

Définition des caractéristiques géométriques des structures (Building plan Grid and Story Data Définition) :

Cette option nous permet d'introduire les caractéristiques des structures, dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

- Le nombre de lignes dans la direction X → Number lines in X direction ;
- Le nombre de lignes dans la direction Y → Number lines in Y direction ;
- Nombre de travées dans le sens de Y → Number of bays along Y ;
- Longueur de travée dans le sens de X entre axes → spacing in X direction ;
- Hauteur d'étage → story height ;
- Le nombre d'étage → Number of stories ;
- La hauteur d'étage courant → typical story height ;
- La hauteur d'étage en bas → bottom story height ;

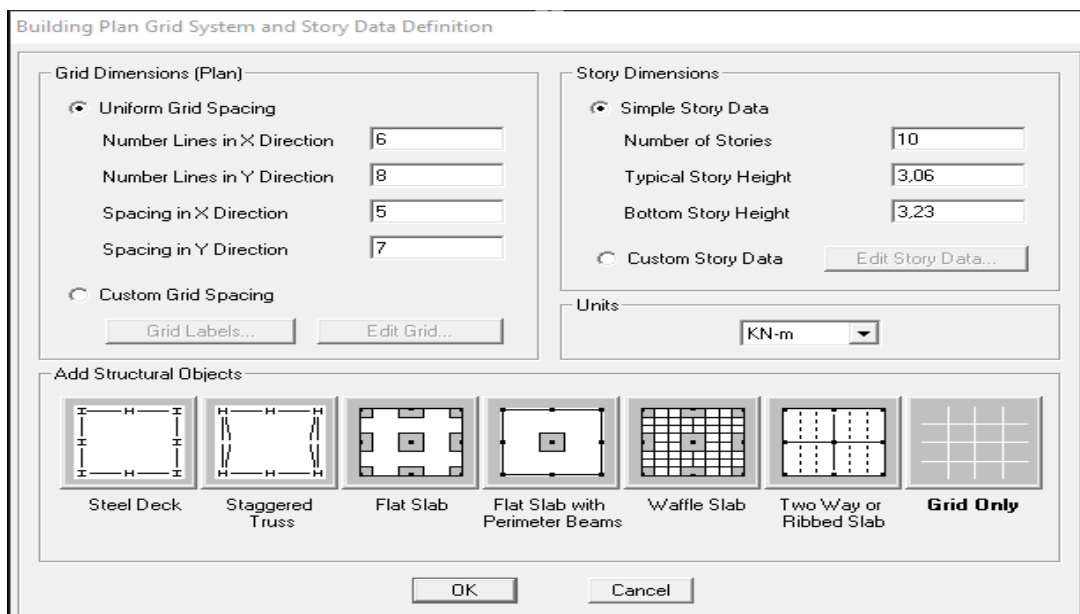
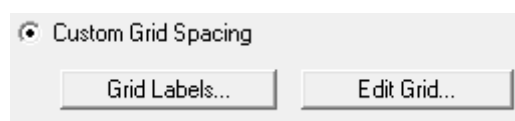


Figure IV.3. Introduction de la géométrie de base.

c. Modification de la géométrie de base :

Dans le cas où les travées sont de longueurs différentes, les options **Custom Grid Spacing** et **Edit Grid** permettent d'accéder à l'interface ci-dessous qui permet la modification des longueurs des entre-axes.



Dans la fenêtre ci-après, nous cliquons sur **Spacing** nous introduisons les distances cumulées selon x et y puis on valide avec OK.

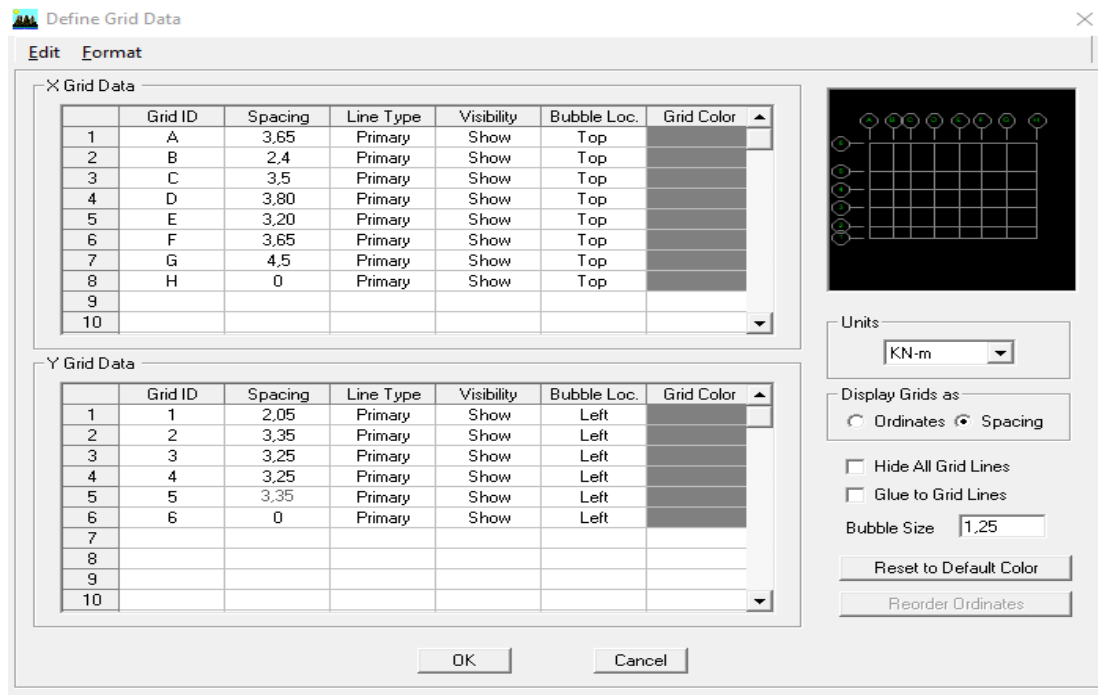


Figure IV.4. Modification des longueurs des trames suivant X-X et Y-Y.

Pour modifier les hauteurs et les noms d'étage ; on clique sur le bouton **Custom Story Data** puis **Edit Story Data**.

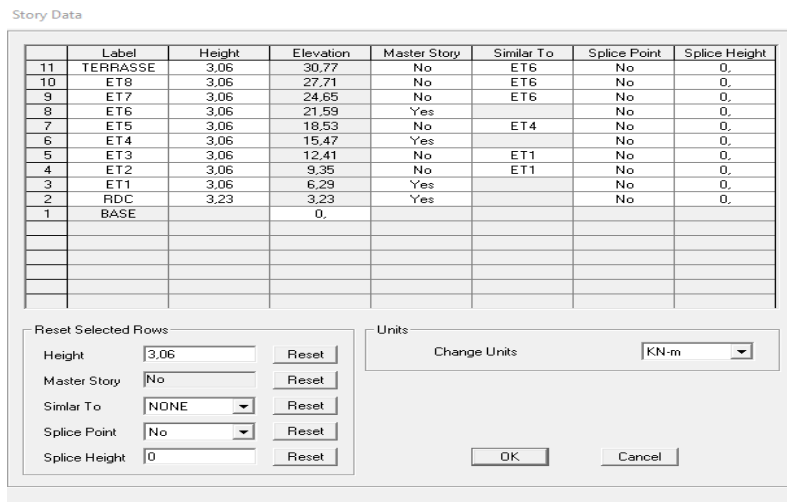
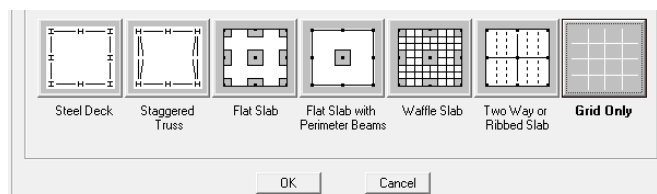


Figure IV.5. Introduction des étages.

On introduit les hauteurs des étages → OK → **Grid only** → OK



Après introduction des données comme il est indiqué sur les figures ci-dessus, on valide et aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z.**

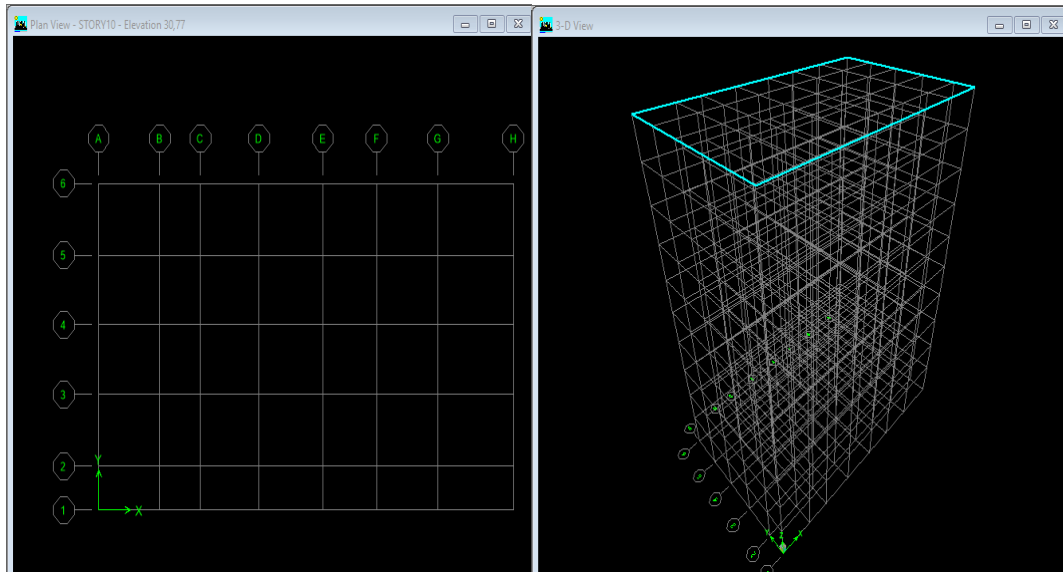


Figure IV.6. Affichage en plan et en 3D.

Étape 02 : Spécification des propriétés mécaniques des matériaux 

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autre).

On clique sur Define → Material properties → B25 (béton) → Modify /Show Material.

Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

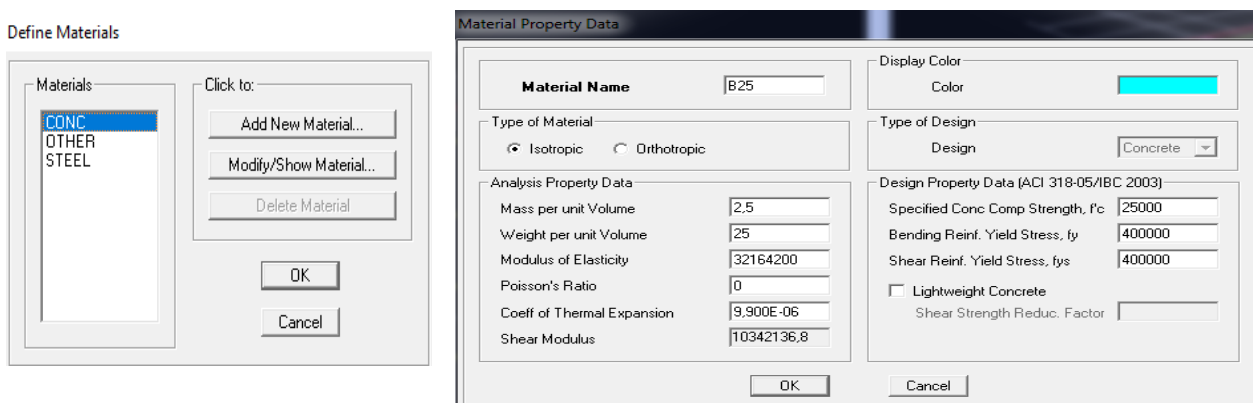


Figure IV.7. Définition des propriétés du matériau

Puis on clique sur **Add New Material**.

Le matériau **other** (autre) :

- Masse per unit volume (Masse volumique béton) : 0 KN/m³
- Weight per unit volume (Poids volumique béton) : 0 KN/m³

Figure IV.8. Définition des propriétés du matériau other.

Étape 03 : Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voile...etc) :

On va spécifiées ou définir pour chaque groupe d'éléments des structures leurs Propriétés géométrique (les poutres principales et secondaire, les poteaux, les poutrelles, les dalles pleines et les voiles), qui sont en béton armé « conc ».

Les démarches à suivre sont :

a. Les elements Barres

Nous choisissons le menu Define puis **Frame sections** 

Dans l'icône **Properties** → Nous sélectionnons tous les coffrages donnés par défaut dans la colonne puis, nous cliquons sur **Delete Property**.

Figure IV.9. Introduction des éléments barres.

Pour introduire les coffrages des poutres et des poteaux en clique sur **Add I/Wide Flange** et puis sur **Add Rectangler**

Introduire les dimensions de poteau choisir le béton et la couleur → **Reinforcement**

Un clic sur **Column** → introduire la valeur de recouvrement des barres **0.0457** ok → ok.

➤ **Les Poteau :**

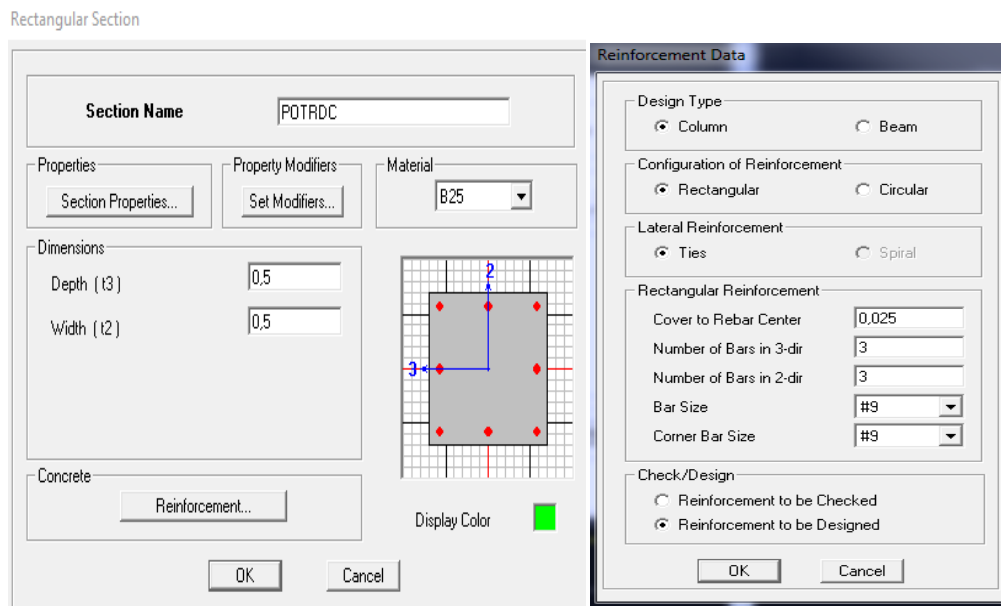


Figure IV.10. Introduction des sections des poteaux.

➤ **Les poutres :**

Add Rectangler → Introduire les dimensions de la poutre choisir le béton et la couleur, puis cliquer sur **Reinforcement**, Un clic sur **Beam** → introduire la valeur de recouvrement des barres **0.04** ok → ok

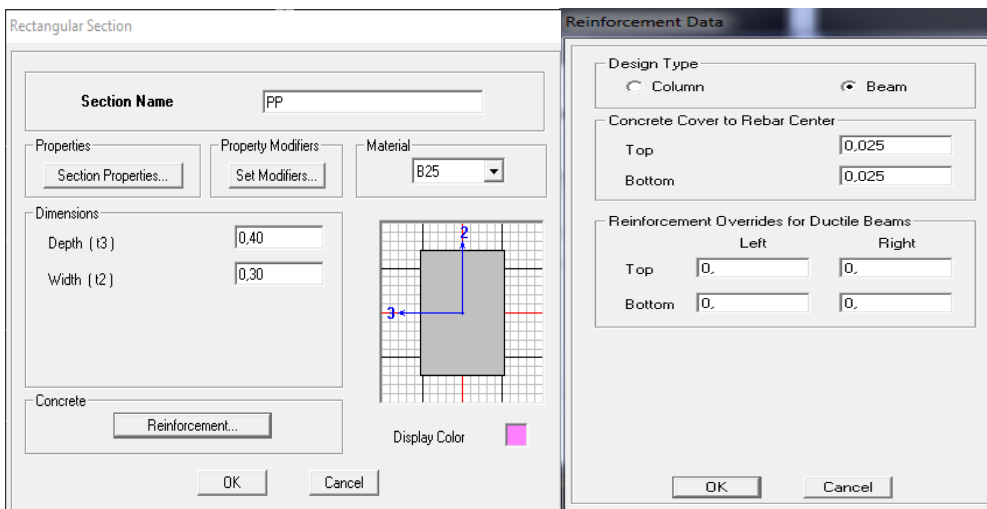


Figure IV.11. Introduction des sections

Nous validons avec OK, et nous procéderont de la même manière jusqu'à définir toutes les sections.

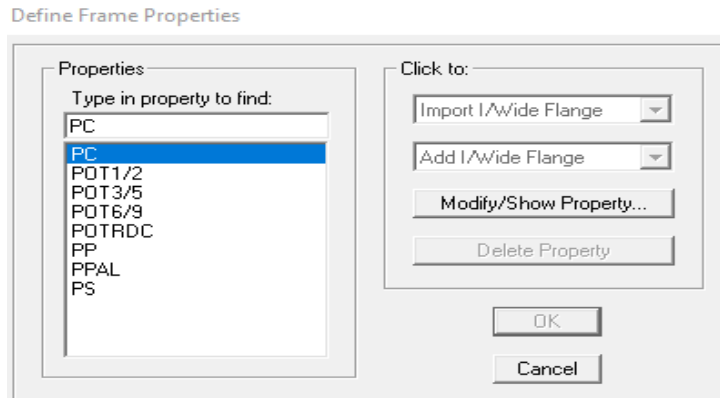


Figure IV.12. Introduction des propriétés des poutres et des poteaux.

b. Les éléments plaques :

Après avoir fini de modéliser les éléments **barres** (poutre, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (planchers, voiles, et dalle pleine).

➤ **Plancher en corps creux :**

Define →  Wall/slab/deck section → Add new slab

Et on spécifie le CC (plancher en corps creux)

et l'épaisseur.

➤ **Dalles Pleines :**

Define →  Wall/slab/deck section → Add New Slab

et on spécifie le nom et l'épaisseur de la dalle.

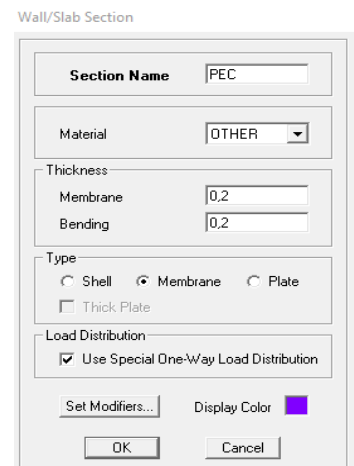


Figure IV.13. Introduction des sections

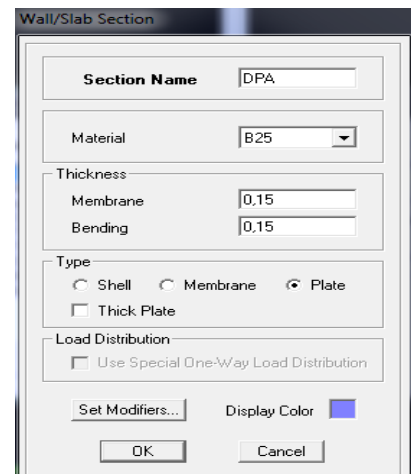


Figure IV.14. Introduction des dimensions

➤ **Voiles :**

Define →  **Wall/slab/deck section** → **Add New Wall**

et on spécifie le nom et l'épaisseur de notre voile.

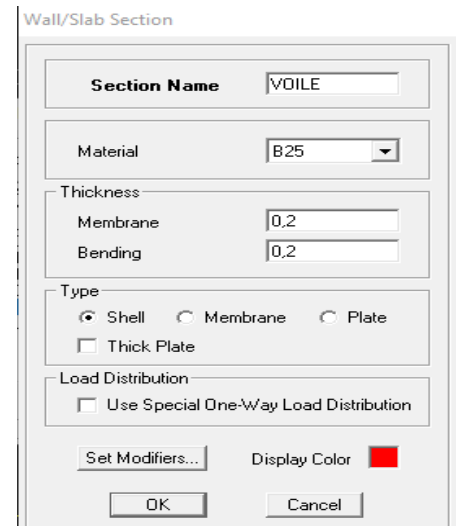



Figure IV.15. Introduction des dimensions des voiles.

Étape 04 : Affectation des sections aux différents éléments des portiques :

➤ **Les Poteau :**

On clique sur le bouton 

Une boîte de dialogue apparait, on choisit dans **Property of Object** le type de poteaux à placer selon l'étage correspondant et on sélectionne les nœuds qui porte les poteaux.

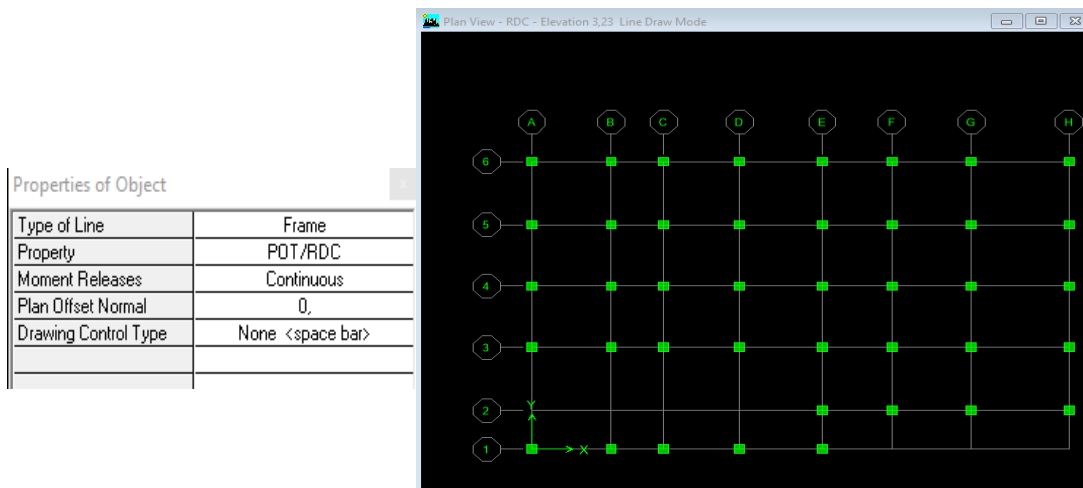


Figure IV.16. Affectation des poteaux.

➤ **Les poutres principales et secondaires :** On clique sur le bouton 

Une boîte de dialogue apparait, on choisit dans **Property of Object** le type de la poutre à placer et on sélectionne les Grid Ligne que porte nos éléments.²

- Poutres principales suivant y-y.
- Poutres secondaires suivant x-x.

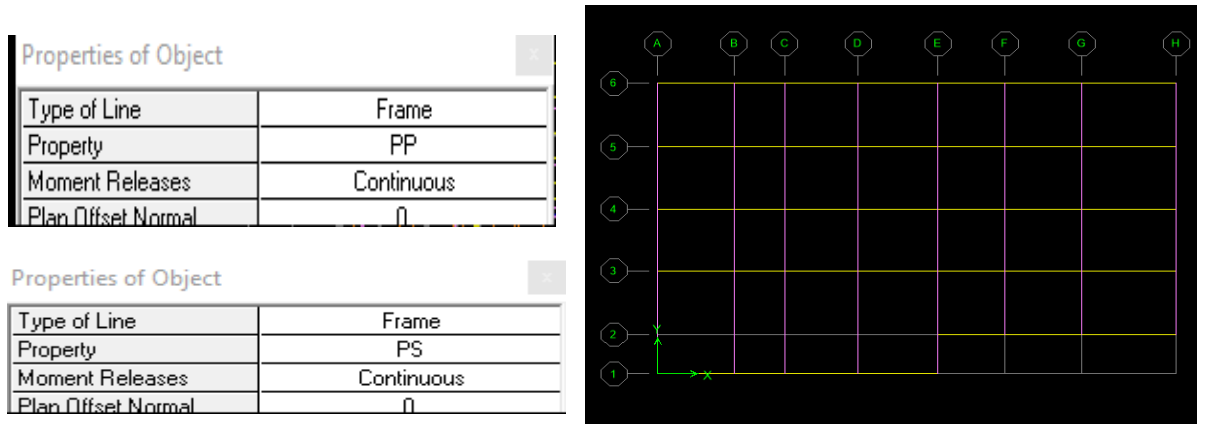



Figure IV.17. Affection des poutres.

- **Corps creux :** On clique sur  puis on choisit le plancher et on sélectionne les travées considérés.

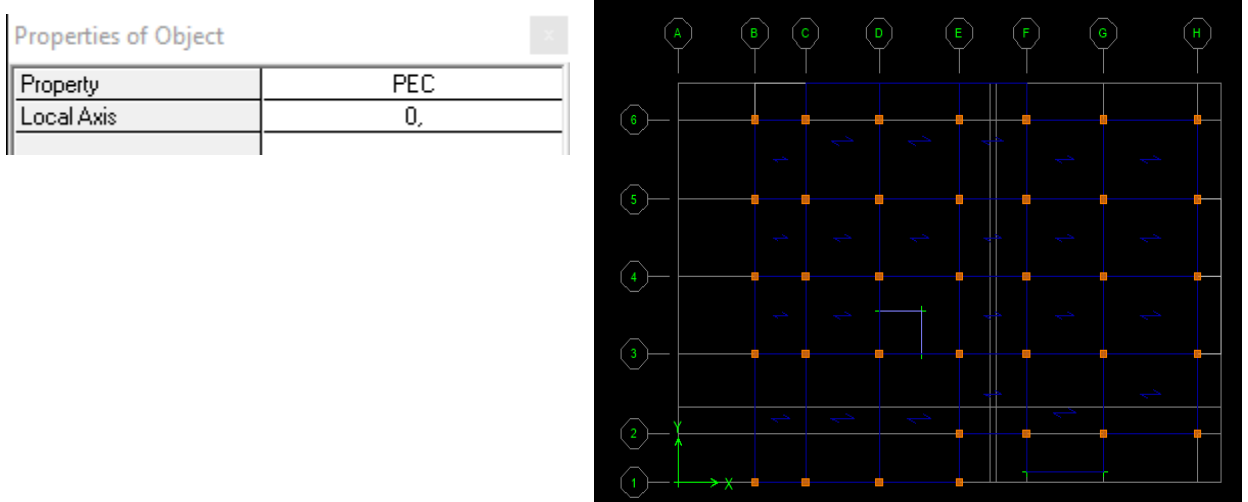



Figure IV.18. Affection des planchers à corps creux

- **Les dalles pleines :** On clique sur le bouton 

Dans la boîte de dialogue qui apparaît on sélectionne dans **Property DP**.

Ensuite on se positionne sur le rectangle comportant la dalle pleine et on clique avec le bouton gauche pour placer la dalle.

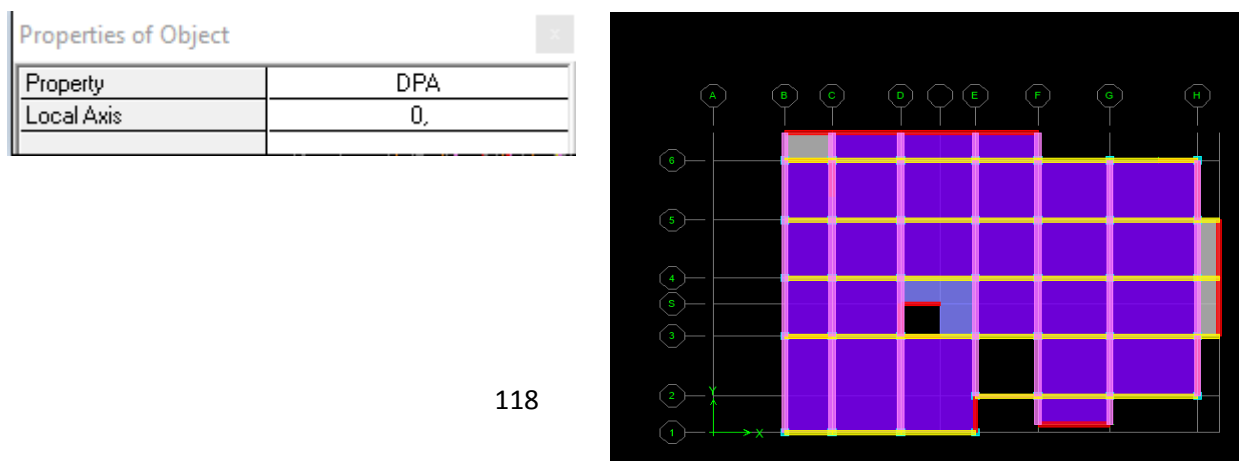



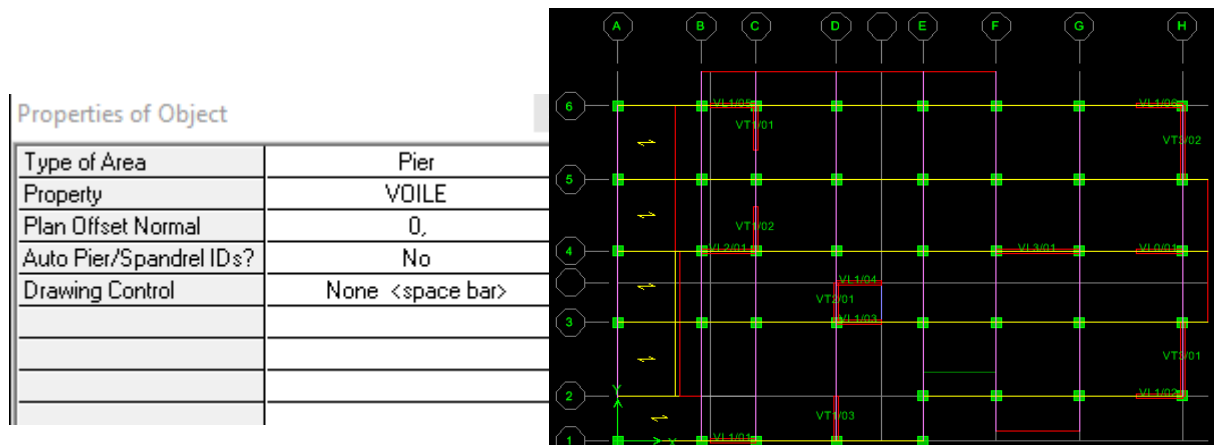
Figure IV.19. Affection des dalles pleines.

➤ **Les voiles :**

On clique sur 

Dans la boite de dialogue qui apparaît on sélectionne dans **Property VOILE**, on spécifie la longueur du voile dans la case **Fixed Length**, puis dessiner le Voile.

Cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successives verticale et horizontale dans la fenêtre de travail.



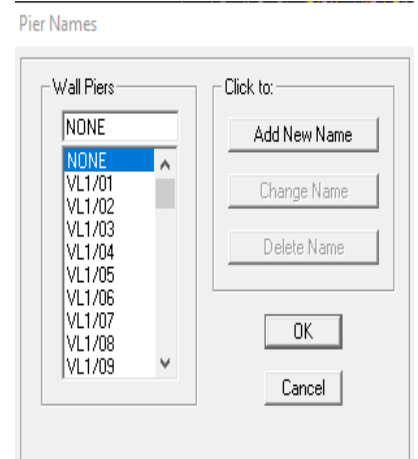
Remarque :

Figure IV.20. Affectation des voiles.

Quand on modélise les voiles on doit modélisée leurs raidisseurs. Pour les introduire on les détermine comme les voiles avec le dimensionnement des poteaux.

Les voiles et leurs raidisseurs sont un seul élément, et pour les définir on sélectionne les voiles et les poteaux puis on clique sur :

Assing → **Shell/Area** → **Pier Label**, ou on clique sur l'icone 

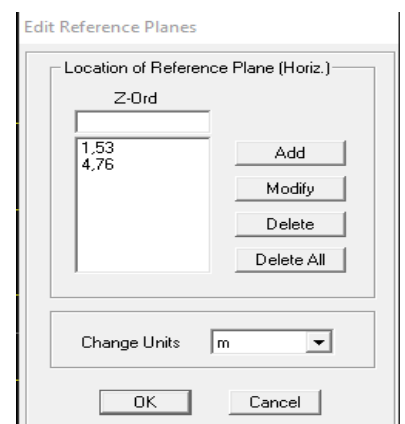


➤ **Les poutres palières:**

On clique sur le **bouton droit** de la souris sur **la vue en plan** → **Edit référence plan** Une boite de dialogue apparait, on introduit les lignes de références → **OK**.

On dessine les poutres palières entre deux poteaux (intersection entre les lignes principales) :

PPAL (RDC -1^{er}) ⇒ Elevation view 4 (entre 4D et 4E).



PPAL (2^{ème} - 9^{ème} étage) ⇒ Elevation view 1 (entre 1D et 1E).

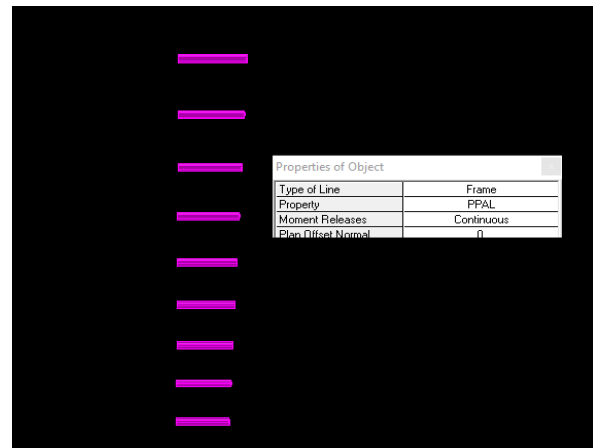
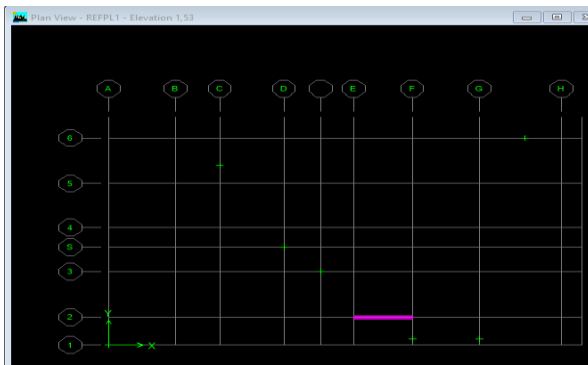


Figure IV.21. Affectation des poutres palières.

Enfin, on obtient le schéma final de la structure :

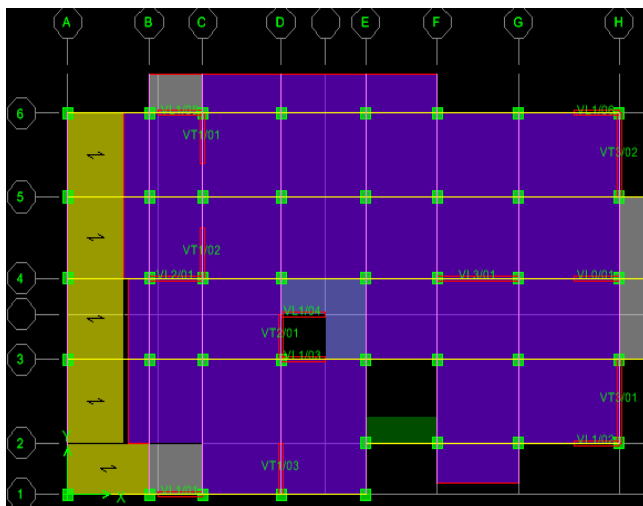


Figure IV.22. Vue en plan des éléments structuraux d'un étage RDC

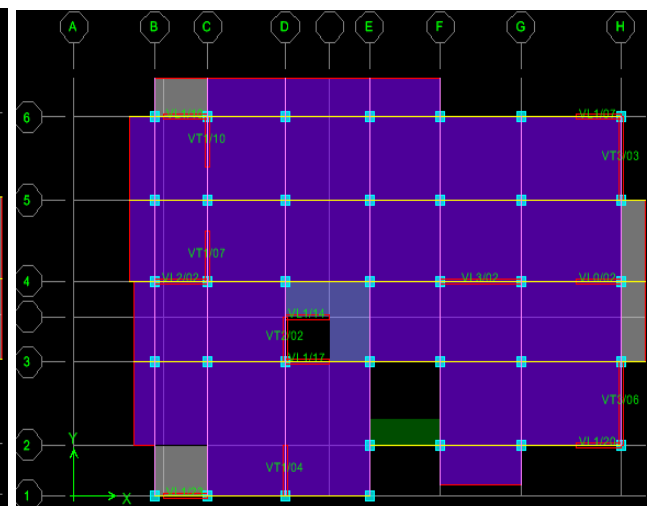


Figure IV.22. Vue en plan des éléments structuraux d'un 1^{er} étage

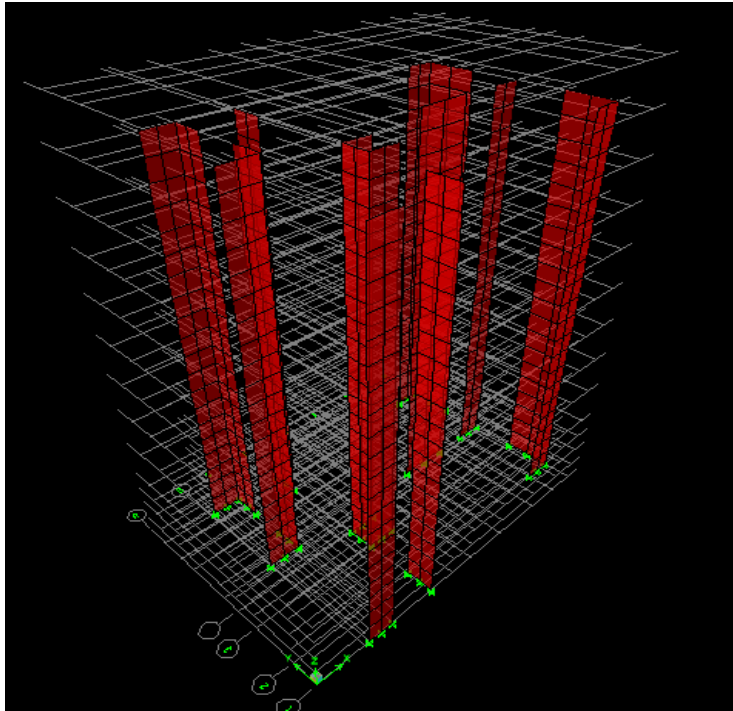


Figure IV.21. Vue de la structure en 3D.

Étape 05 : Définition des charges statiques (G, Q)

- Définitions des charges :

Define → static load cases



Cette instruction nous permet de définir les cas de charges et leurs types, telle que, on distingue les charges permanentes (G ou DEAD), d'exploitations (Q ou LIVE), sismiques (QUAKE), du vent (WIND), de la neige (SNOW) et d'autre.

Le poids propre de la structure est pris en compte par le coefficient 1, par contre le poids propre des charges d'exploitation annulé donc on remplace ce coefficient par 0.

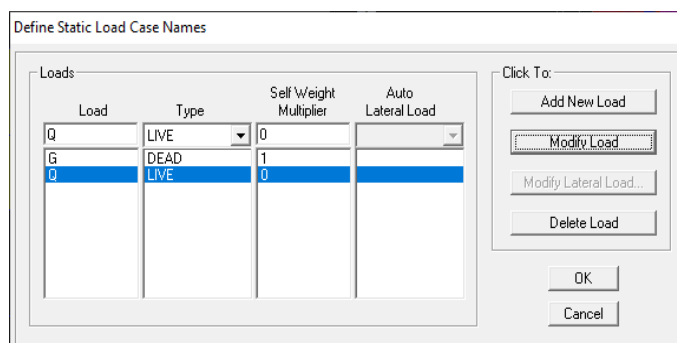



Figure IV.23. Définition des charges G et Q.

Étape 6 : affectation des charges revenant aux éléments,➤ **Chargement des planchers :**

Les charges statiques étant définies, on sélectionne les planchers (Select → **wall slab /Deck sections** → **planchers** → **ok**).

Et on introduit le chargement **surfaccique** qui lui revient en cliquant sur : **assign** → **shell/areas load** → **uniform ...** (ou sur )

Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement surfaccique est introduit dans la case **Load**.

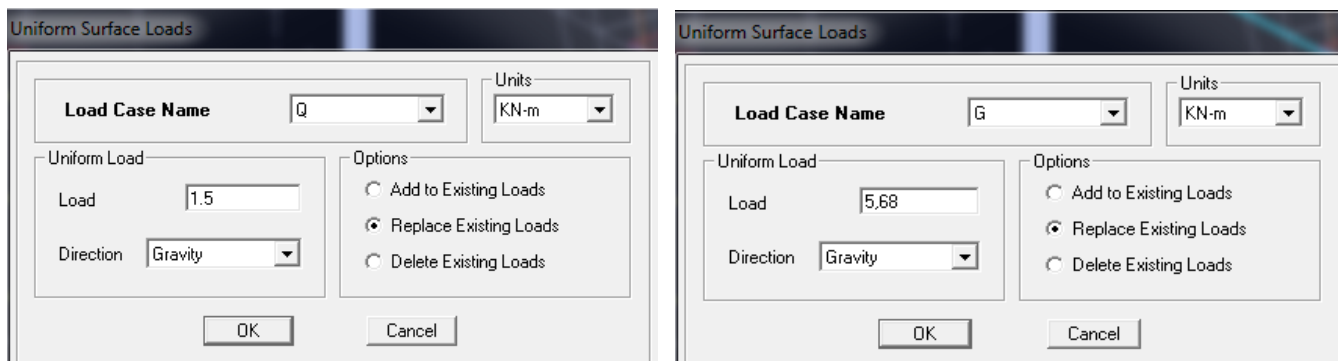


Figure IV.24. Chargement des planchers.

Étape 07 : Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA/99 version

2003 :

➤ **Charge dynamique (E) :**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le **CGS**. Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération $E(Sa/g)$ pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

Détermination des paramètres du spectre de réponse :

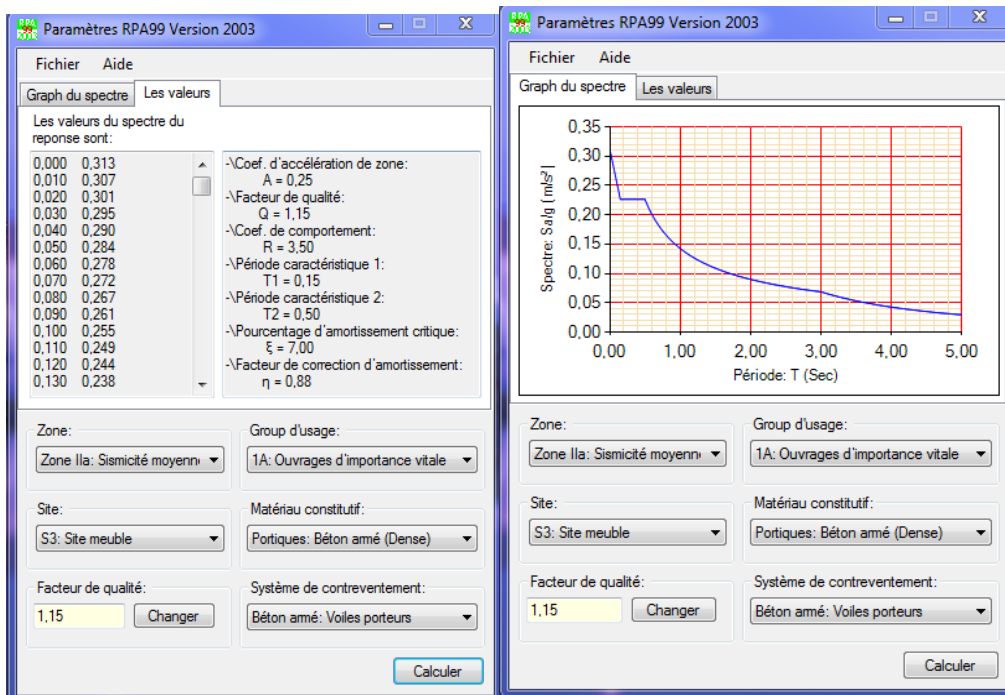
- Coefficient d'accélération de zone (**A**) :
Zone : IIA (Zone de moyenne sismicité, voir **Annexe 1** du **RPA 2003**)
Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir chapitre **3.2** du **RPA 2003**)

Donc : **A = 0.15** (Tableau 4.1 RPA 99. V2003).

Coefficient de comportement global de la structure (**R**) : on prend **R = 3,5** (système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé).

- Facture de qualité (**Q**) : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$; **Q = 1.15**
- Coefficient d'amortissement (%) = 7 % (Portiques auto stables sans remplissage en maçonnerie rigide)
- Categories de site: **S3** (site meuble).


On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône **RPA99**

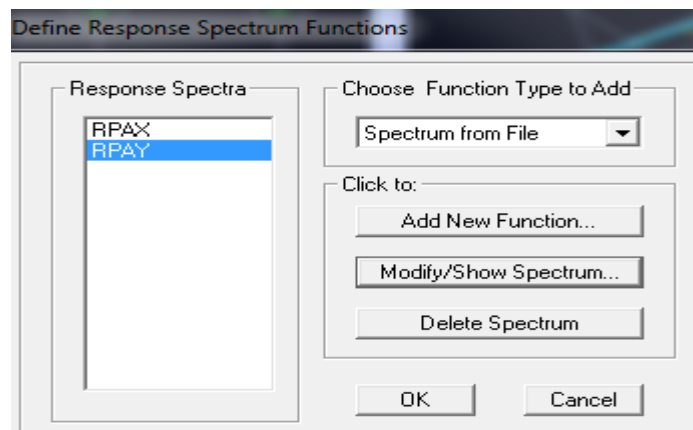


On trouve le RPA après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, On clique sur **Text** puis sur **Enregistrer** et on lui choisit un emplacement de sauvegarde

Enregistrer le fichier RPA sous le nom **RPAX** ; puis sous le nom **RPAY**.

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

Define → **response spectrum function** ou () → **spectrum from file** et **Add new Function**



Dans la fenêtre qui s'affiche, on donne le nom **RPAX**, on coche **Period vs Value**, on cherche le fichier spectre par le bouton **Browse...**

On clique sur OK pour valider.

Puis le sous le nom **RPAY**.

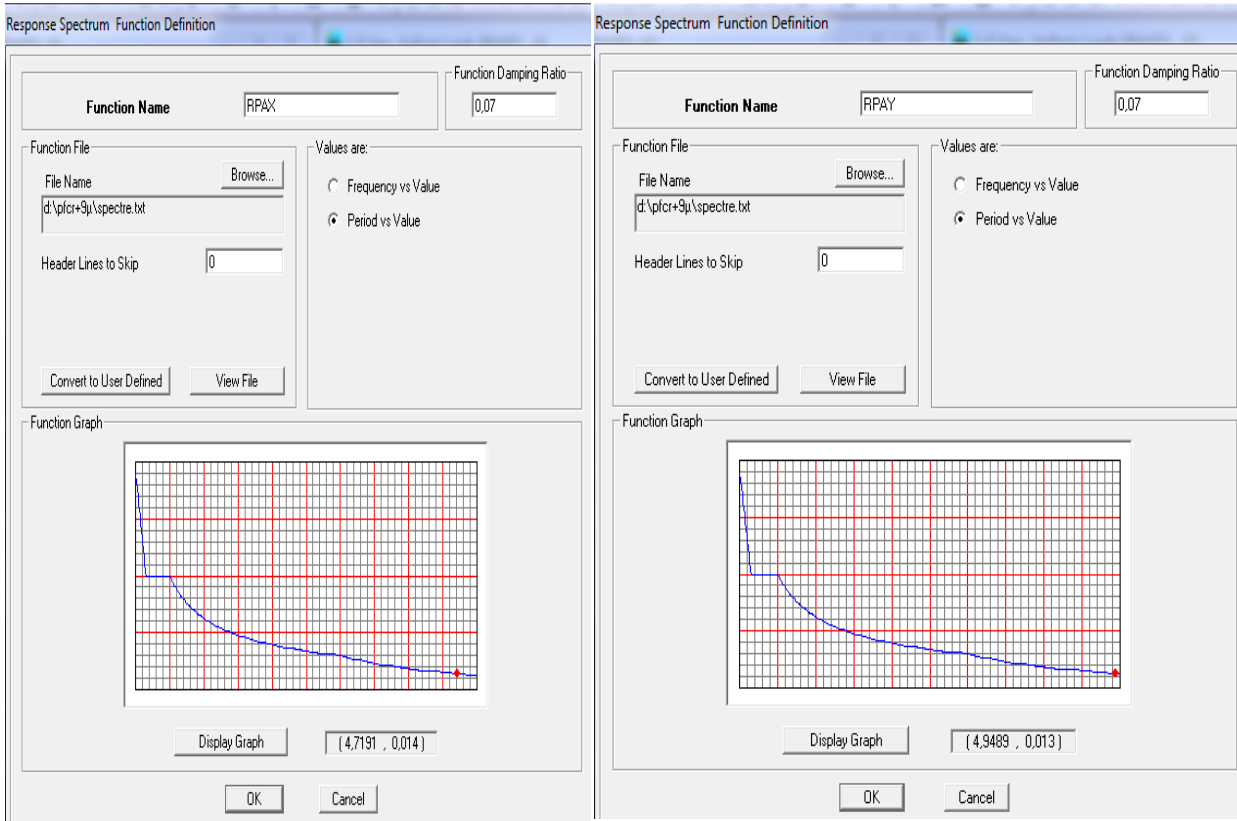


Figure IV.26. Introduction du spectre de calcul du RPA 99 version 2003.

Étape 8 : Définition de la charge sismique E

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition de la charge sismique E suivant les deux directions X et Y, pour cela on clique sur :

Define → **Responses Spectrum Cases** → **Add New Spectrum** ou bien

Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (**U1**et **U2**).

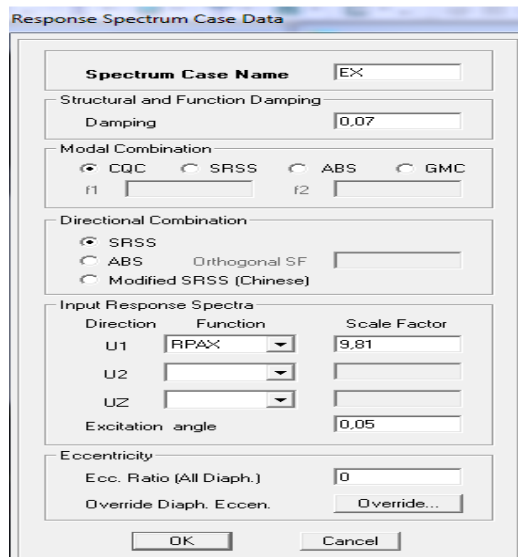



Figure IV.27. Désignation des charges sismiques pour les deux directions principale.

Etape 9: spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes)

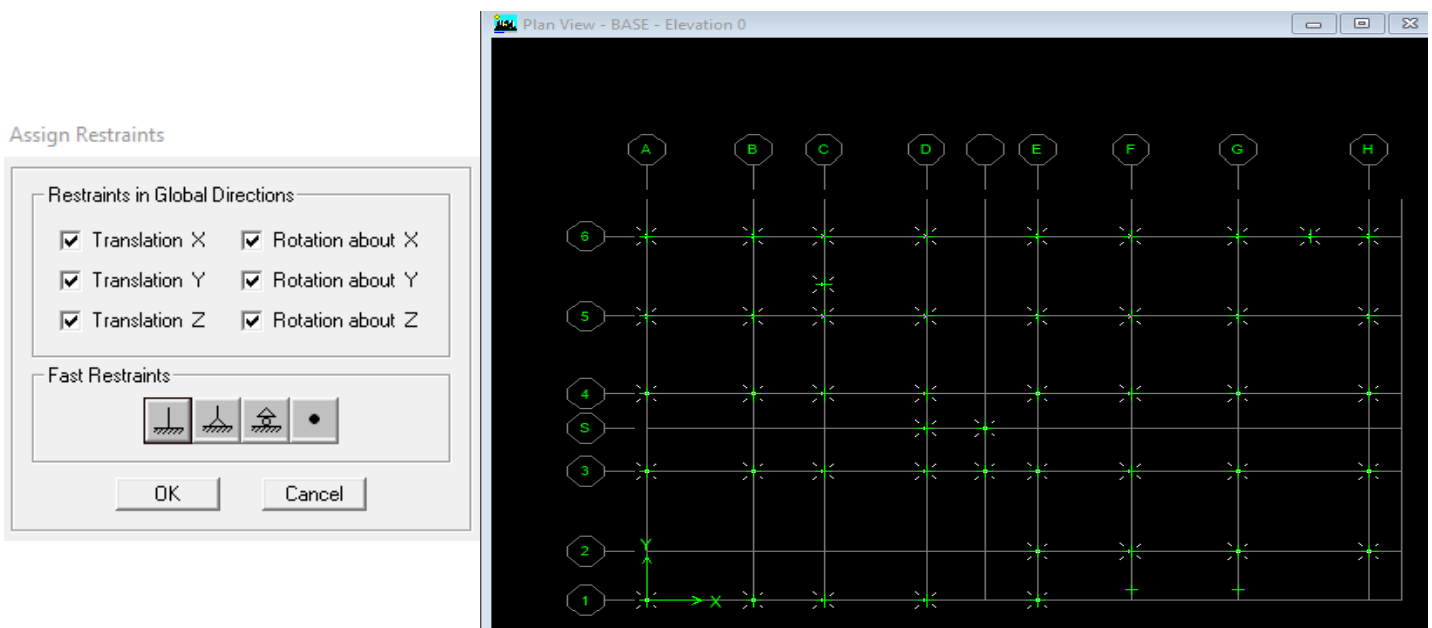
➤ **Appuis (Encasement de la base)**

Après avoir dessiné la structure, on doit définir les appuis et encastrent les poteaux et les voiles à la base du bâtiment. On sélectionne les nœuds à la base et on clique sur le bouton  , ou bien en ramenant l’instruction suivante :

Assing → Joint/point → Restraints.

On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

La fenêtre ci-après s’affichera :



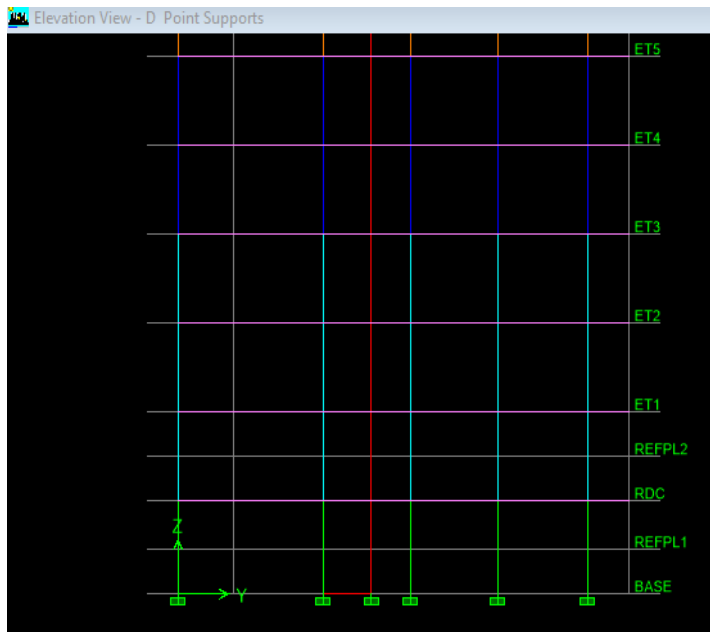


Figure IV.28. Encastrement de la base de la structure.

➤ **Definition de la masse sismique :**

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de Mass –Source.

La masse des planchers est supposées concentrée en leur centre de masse

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$


Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ (formule 4-5 RPA 99 version 2003).


W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels solidaire de la structure.

W_{Qi} : charge d’exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d’exploitation donné par le tableau du 4.5 RPA99 modifier 2003 (on le prend pour notre cas égal à 0,2 (bâtiment d’habitation)).

D’où : $W = G + 0.2Q$

Define → Masse Source → From Loads (ou )

Instruction: Define masse source  Nous permet l’introduction cette masse pour l’étude dynamique d’une manière automatique.

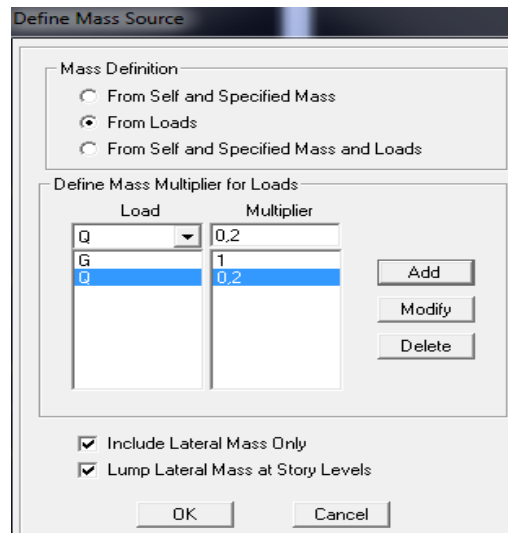


Figure IV.29. Introduction de la masse source Combinaisons du poids.

➤ **Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme** ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel ETABS.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign → Joint/Point → Diaphragms (ou ) → add new

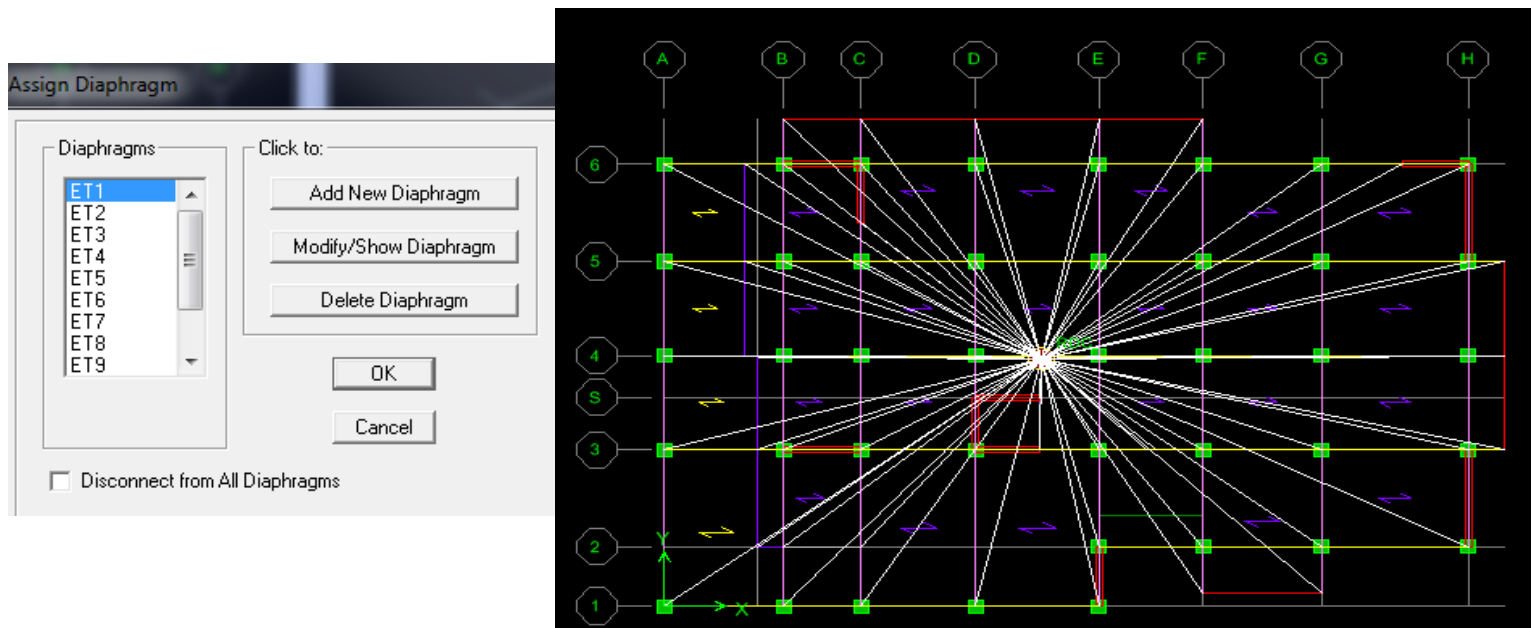



Figure IV.30. Introduction des diaphragmes.

Étape 10 : Introduction des combinaisons d’actions

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur : **Define** → **Loads**
Combinaisons → **Add New Combo** (ou )

On introduire les combinaisons de charges :

- **Les combinaisons accidentelles d’après le RPA :**
 (G + Q + E, G + Q - E), (0,8G + E, 0,8G - E)
- **Les combinaisons aux états limites (ELU/ELS) :**
 (ELU : 1,35G + 1,5Q), (ELS : G + Q). POID : G+0,2Q

Dans la boite de dialogue qui apparait après avoir Cliquer sur **Add new Combo**, on aura à introduire :

Le nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients.

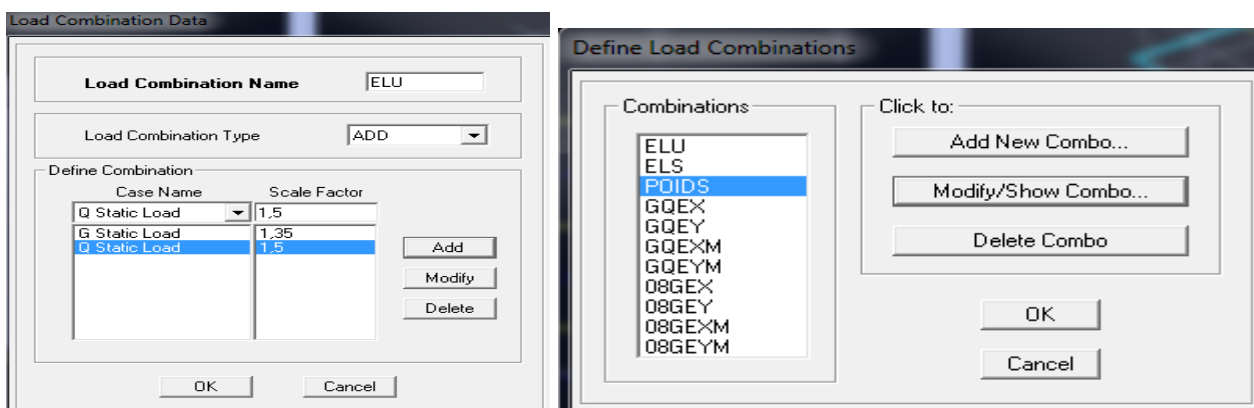


Figure IV.31. Introductions des combinaisons d’actions.

Étape 11 : Déroulement de l’analyse et visualisation des résultats :

- **Lancement de l’analyse :**

On se positionne sur : **Analyze** → **Run Analysis (F05)** pour lancer l’analyse.

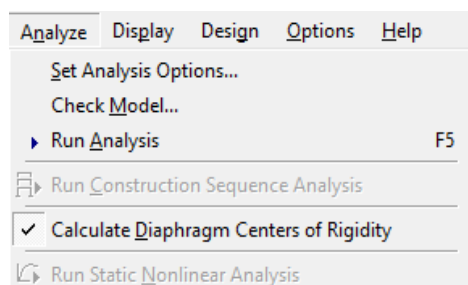


Figure IV.32. Analyse de la structure.

➤ Visualisation des resultats:

• Modes de vibrations :

Les déformées modales obtenues après analyser par l'ETABS

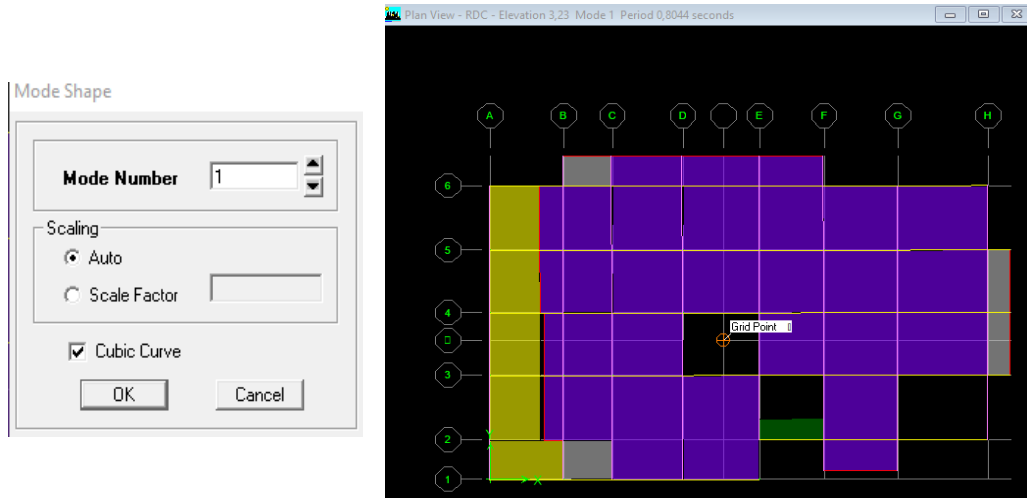


Figure IV.33. Mode 1 (translation suivant x) : T = 0,8044 s

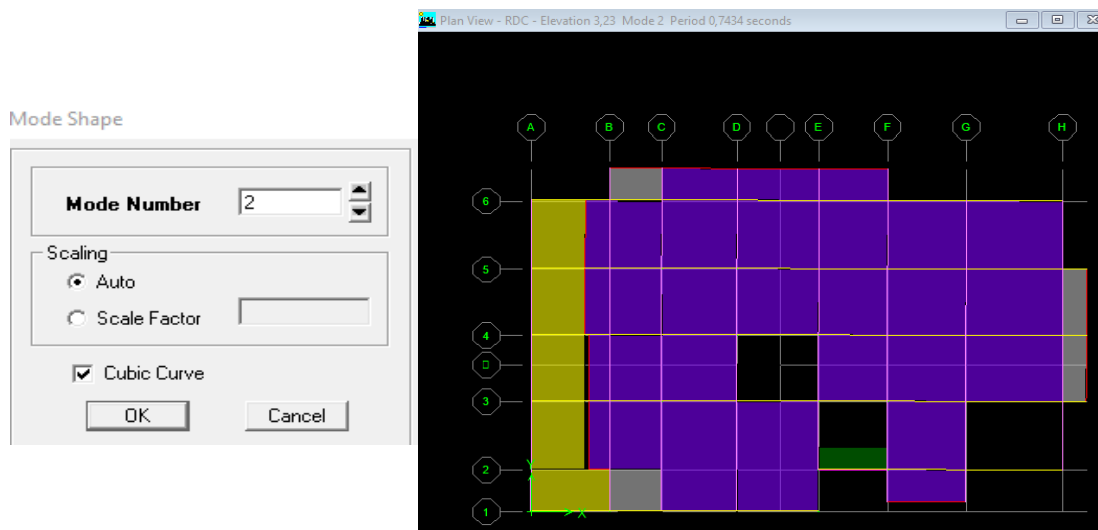


Figure IV.34. Mode 2 (translation suivant y) : T = 0,7434 s

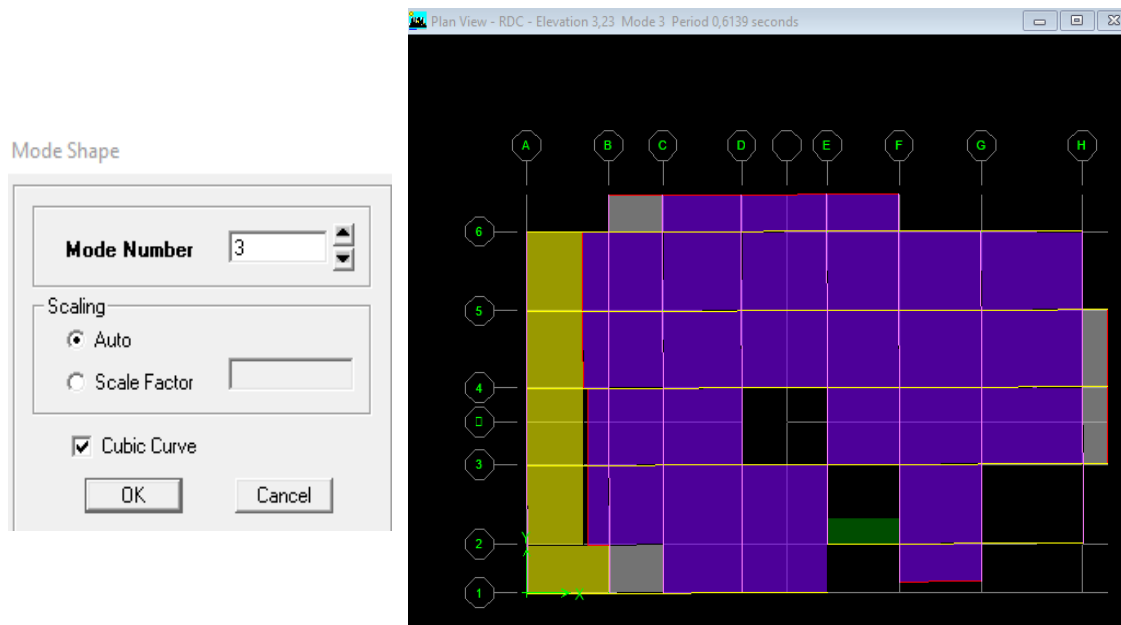


Figure IV.35. Mode 3 (torsion suivant z) : $T = 0,6139$ s

- Pour avoir la déformation de la structure

Show Deformed Shape → sélectionne une combinaison d'actions **ok**

- Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique

- **Diagramme des efforts interne** : on se positionne sur un plancher, on clique sur :
Display → **Show Member forces/Stresses Diagram** → **frame/pier/spandrel force**
 Sélectionne une combinaison d'actions → choisir **moment 3.3** pour le moment et **shear2.2** pour l'effort tranchant.

- **Efforts internes dans les éléments barres** :

- ✓ **Les poutres** :

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur :
Display → **Show tables**.

Dans **Element Output** « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres) → **Select Case/comb**
 pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**

- ✓ **Les poteaux** :

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

- ✓ **Efforts internes dans les voiles** :

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** → « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

✓ **Déplacements:**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** —→ « **Displacements** ».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne **Ux** correspond au sens xx, et **Uy** au sens yy.

➤ **Effort tranchant et moment sismique à la base :**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **EX ou EY** ».

➤ **Effort tranchant de niveau :**

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ.

Dans **Display** —→ **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **EX ou EY**.

Enfin, dans **Draw** —→ **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

CHAPITRE V

**LES VERIFICATIONS SELON LES
EXIGENCES DE RPA**

V.1. Introduction :

Avant de passer au ferrailage des éléments, le règlement parasismique Algérien (**RPA 2003**) prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

- Justification du système de contreventement.
- Estimation de la période empirique T.
- Le pourcentage de participation de la masse modale.
- Vérification de l'effort tranchant à la base.
- Les déplacements relatifs.
- Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
- Vérification de l'Effort normal réduit.

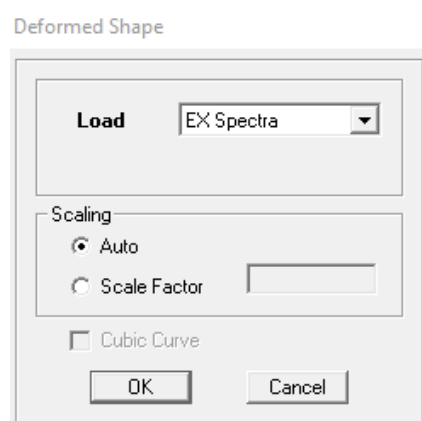
V.2. Justification du système de contreventement :

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

On choisit d'abord la combinaison en cliquant sur:

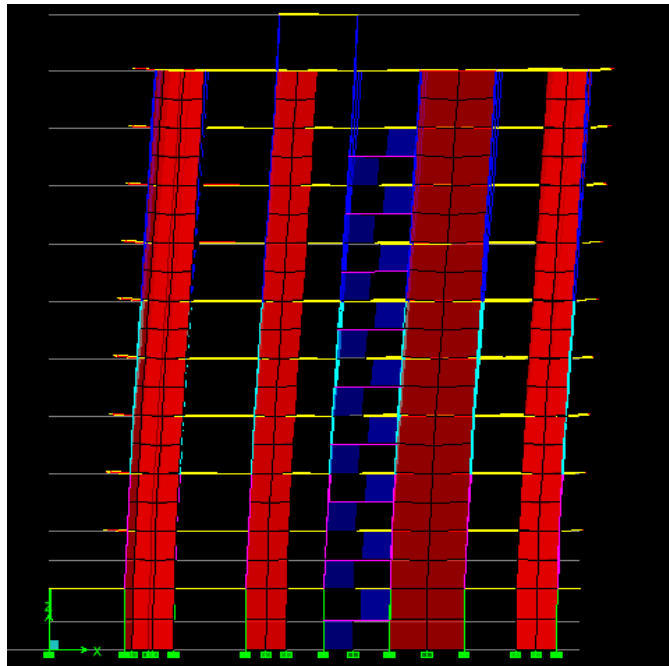
Display → **show Deformed shape** → **Load: Ex spectr**



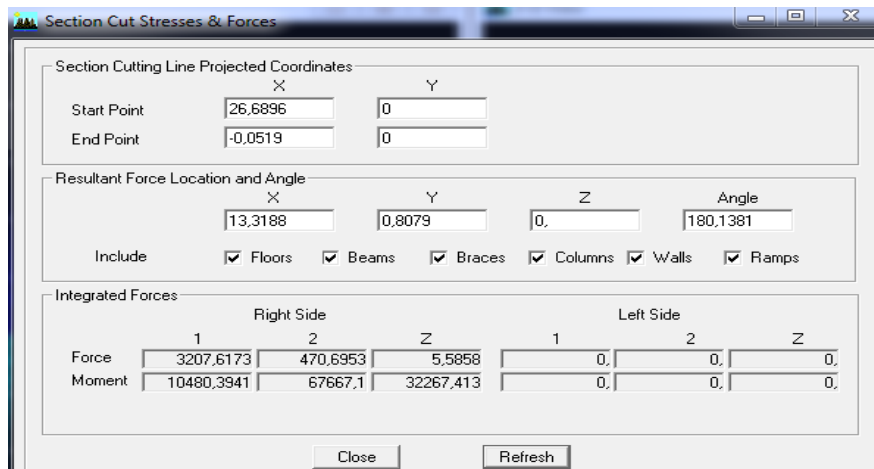
On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec :

Draw → **Draw Section Cut**

On dessine une ligne horizontale coupant les éléments de la structure à la base comme suit :

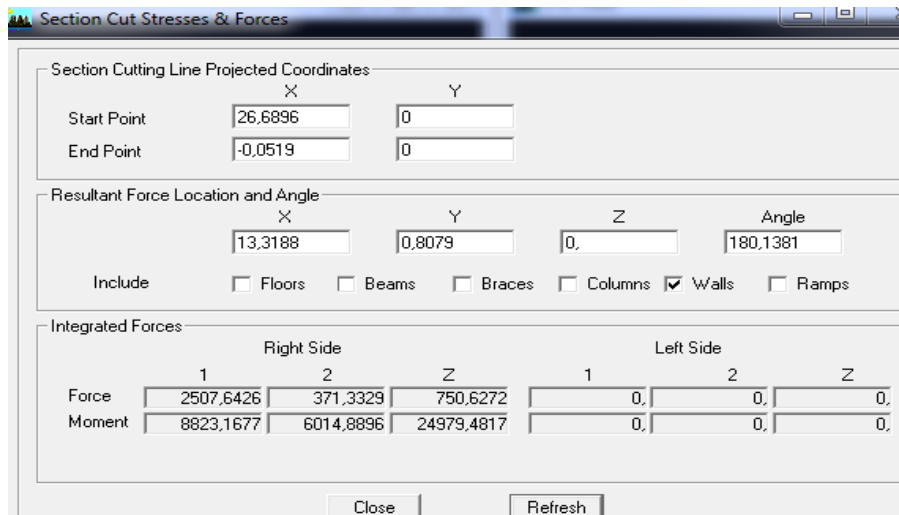


Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante :



On relève la valeur sur la case (**Force-1**) : c'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.

Puis on décoche les cases **columns, floors, beams, braces, ramps** et on clique sur **refresh** comme indiqué sur l'image suivante :



Enfin, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles.

De même pour le sens transversal, il suffit de changer la combinaison Ex par Ey et relever les valeurs sur la case (Force-2). Ainsi pour calculer le pourcentage des charges verticales, on choisit la combinaison « ELU » puis on relève les valeurs sur la case (Force-Z).

➤ **Charge verticale :**

3207,61 → 100 %

2507,64 → X ⇒ X = 78 %

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

Donc, l'effort repris par les portiques est :

$$100\% - 78 = 22 \%$$

▪ **Récapitulatif des résultats :**

	Forces reprises par les voiles et poteaux		Force reprises par les voiles uniquement	
Unités	[kN]	[%]	[kN]	[%]
Sens Ex	3207,61	100	2507,27	78
Sens Ey	3141,80	100	2330,52	74

Tableau V.1. Justification du système de contreventement.

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et la majorité des charges horizontales.

D'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend **le système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.**

Le coefficient de comportement $R = 3.5$

V.3.Estimation de la période empirique T :

▪ **Calcul de la période empirique T :**

La valeur de la période fondamentale T de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques (**Art 4.2.4 du RPA99/version 2003**).

$$T = \min \left(c_T h_N^{3/4}; 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D}} \right)$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N), dans notre cas $h_N = 33,77$ m.

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage (**Tableau 4.6 du RPA99/version 2003**). Dans notre cas $C_T = 0.05$.

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Dans notre cas $D_x = 15.25$ m et $D_y = 24.70$ m.

Donc :

$$T_1 = 0.05 \times 33.77^{3/4} = 0.7 \text{ s}$$

$$T_{2x} = \frac{0.09 \times 33.77}{\sqrt{15,25}} = 0.778 \text{ s}$$

$$T_{3y} = \frac{0.09 \times 33.77}{\sqrt{24,70}} = 0.662 \text{ s}$$

$$T_{\text{empirique}} = \min (0.662, 0.7, 0.778) = 0.662 \text{ s}$$

Selon l'article 4.2.4 du RPA99/version 2003 :

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

▪ **Calcul de la période empirique majorée T_{maj} :**

Après majoration de la période de 30 % on a :

$$T_{\text{maj}} = 1.3 \times 0.662 = 0,860 \text{ s}$$

▪ **Détermination de la période par le logiciel ETABS :**

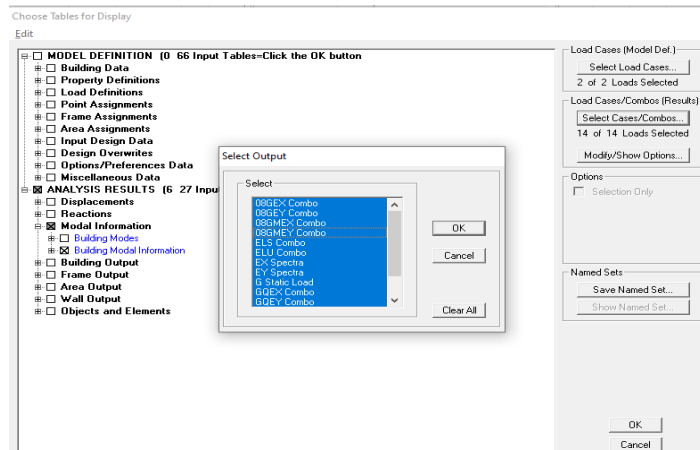
Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après :

Display → **show tables**, un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS → **modal information** → **Building Modal Information**.

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combo... → OK → OK



Un autre tableau s'affichera, on choisit dans la liste déroulante en haut à droite

« **Modal Participating Mass Ratios** »

Les résultats s'afficheront comme suit :

Modal Participating Mass Ratios										
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX		
1	0,804394	62,4937	2,6562	0,0000	62,4937	2,6562	0,0000	3,732		
2	0,743363	4,5476	55,8992	0,0000	67,0413	58,5554	0,0000	78,673		
3	0,613930	0,7648	10,8589	0,0000	67,8061	69,4142	0,0000	16,534		
4	0,218430	0,3879	11,2934	0,0000	68,1939	80,7076	0,0000	0,277		
5	0,206492	16,4539	0,3070	0,0000	84,6479	81,0146	0,0000	0,007		
6	0,145241	0,0100	4,4534	0,0000	84,6578	85,4680	0,0000	0,386		
7	0,126040	0,4466	0,0050	0,0000	85,1044	85,4730	0,0000	0,000		
8	0,115365	0,0028	1,4246	0,0000	85,1072	86,8976	0,0000	0,094		
9	0,107303	0,0024	0,2625	0,0000	85,1096	87,1601	0,0000	0,010		
10	0,101053	0,0073	3,4161	0,0000	85,1170	90,5762	0,0000	0,137		
11	0,089944	6,8579	0,0075	0,0000	91,9748	90,5837	0,0000	0,000		
12	0,063378	0,0031	0,5640	0,0000	91,9779	91,1477	0,0000	0,037		
13	0,062762	0,0020	3,8684	0,0000	91,9799	95,0161	0,0000	0,063		
14	0,052791	3,7192	0,0010	0,0000	95,6991	95,0171	0,0000	0,000		
15	0,043473	0,0003	1,5094	0,0000	95,6994	96,5265	0,0000	0,018		
16	0,038200	0,0000	0,8728	0,0000	95,6994	97,3994	0,0000	0,011		
17	0,036192	2,0912	0,0000	0,0000	97,7906	97,3994	0,0000	0,000		

Ensuite, on relève les valeurs des périodes en fonction des modes telles quelles sont dans le tableau suivant :

Tableau V. 2. Tableau récapitulatif des périodes en fonction des modes.

Mode	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆	M ₇	M ₈	M ₉	M ₁₀	M ₁₁
Période	0,804	0,743	0,613	0,218	0,206	0,145	0,126	0,115	0,107	0,101	0,089

▪ **Comparaison des résultats :**

On a :

- La période empirique $T_{\text{empirique}} = 0,662 \text{ s}$
- La période empirique majorée $T_{\text{maj}} = 0,860 \text{ s}$
- La période analytique est tirée du tableau donné par le logiciel ETABS :

$$T_{\text{analytique}} = 0,804 \text{ s}$$

On remarque que : $T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < T_{\text{maj}}$

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée (majorée).

Donc : La période est vérifiée

V.4.Le pourcentage de participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d’excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. (**Article 4.3.4 RPA99 version 2003**).

Tableau V. 3. Période et participation massique.

Mode	Period	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1	0,804394	62,4937	2,6562	0,0000	3,7329	90,9420	2,6906
2	0,743363	4,5476	55,8992	0,0000	78,6738	6,5651	9,4246
3	0,613930	0,7648	10,8589	0,0000	16,5346	1,1012	54,7798
4	0,218430	0,3879	11,2934	0,0000	0,2773	0,0355	3,2957
5	0,206492	16,4539	0,3070	0,0000	0,0072	0,9229	0,0043
6	0,145241	0,0100	4,4534	0,0000	0,3864	0,0001	14,4931
7	0,126040	0,4466	0,0050	0,0000	0,0005	0,0412	0,0916
8	0,115365	0,0028	1,4246	0,0000	0,0940	0,0002	0,1062
9	0,107303	0,0024	0,2625	0,0000	0,0105	0,0002	0,2866
10	0,101053	0,0073	3,4161	0,0000	0,1379	0,0004	1,3155
11	0,089944	6,8579	0,0075	0,0000	0,0003	0,2980	0,0039

- Le 1^{er} mode de vibration est une : translation suivant l’axe X-X
 - Il mobilise 62,49 % de la masse
- Le 2^{ème} mode de vibration est une : translation suivant l’axe Y-Y
 - Il mobilise 55,88 % de la masse
- Le 3^{ème} mode de vibration est une : une rotation suivant l’axe Z-Z
 - Il mobilise 54,77 % de la masse

La somme de la masse modale au 11^{ème} mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions (X-X et Y-Y), la condition du **RPA (Article 4.3.4)** est donc vérifiée.

- **Nombre de modes à retenir :**

Ce critère est satisfait au 11^{ème} mode donc on retiendra 11 modes de vibration.

V.5.Vérification de l’effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6) :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- **Calcul de l’effort tranchant avec la méthode statique équivalente :** (Formule 4.1, RPA 99)

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_t$$

- **Détermination des paramètres :**

A : coefficient d’accélération de zone, donné par le tableau (4.1) du RPA suivant la zone sismique et le groupe d’usage du bâtiment :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone sismique : IIa} \\ \text{Groupe d’usage : 2} \end{array} \right\} \rightarrow A = 0.15$$

A	Zone	Zone	Zone	Zone
Groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau V.4. Coefficient d’accélération de zone.

D : Facteur d’amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d’amortissement (η) et la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

T₂ : est la période caractéristique, associée à la catégorie du site est donnée par le tableau (4.7 RPA99/2003)

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₃
T ₂ (Sec)	0,30	0,40	0,40	0,70

T₂ = 0,50 s (Site meuble S3)

T=0,662 s

η : est facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4.3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7$$

ξ (%) : coefficient d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance du remplissage donné par le tableau (4.2 RPA99/2003) :

Tableau V.5. Coefficient d'amortissement critique ξ .

Type de remplissage	Portique		Voile ou mur
	Béton Armé	Acier	Béton armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Nous avons un contreventement mixte voiles-portiques, donc on prend : **ξ = 10%**

$$D'où : \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = 0,763 > 0,7$$

Dans notre cas :

$$T_2 = 0,5 \text{ s} \leq T = 0,795 \text{ s} \leq 3 \text{ s}$$

$$D = 2.5 \cdot 0,763 \cdot \left(\frac{0,50}{0,662}\right)^{2/3} = 1,58 \text{ s}$$

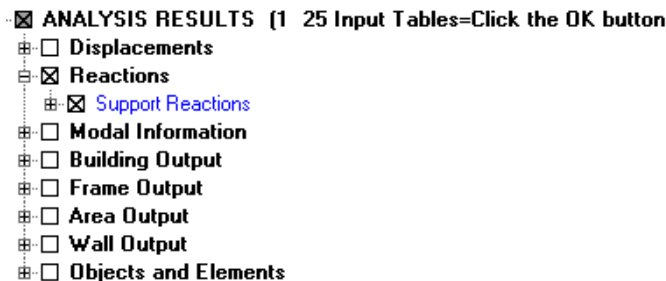
Poids de la structure :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec : **W_i = W_{Gi} + βW_{Qi}** (formule 4-5 RPA 99 version 2003).

▪ **Poids total :**

Display → Show table → select cases/comb → Poids combo → Reactions → Support Reactions.



On choisit la somme des réactions FZ.

$W_t = 40095,09 \text{ KN}$

R : coefficient de comportement dépendant du type du système de contreventement de la structure, sa valeur est donnée par le **Tableau 4-3 du RPA99** ; dans notre cas, on a une structure en béton armé à contreventement mixtes portiques/voiles avec interaction, **R = 5**.

▪ **Calcul du facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- la régularité en plan et en élévation (**Art 3.5, RPA 99 / version 2003**)
- la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : **$Q = 1 + \sum_1^6 q$**

Pq : est la pénalité à retenir selon les critères de qualité « q »satisfait ou non. Sa valeur est donnée par le **tableau 4.4 RPA 99**.

Conditions minimales sur les files de contreventement :

- **Système de portiques** : chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n’excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

- Suivant x on a (06) travée \longrightarrow **Condition vérifiée.**
 - Suivant y on a (04) travée \longrightarrow **Condition vérifiée.**
- $$\frac{l_{\max}}{l_{\min}} \leq 1,5$$
- Suivant x $\frac{4,00}{2,40} = 1,875 < 1,5$ \longrightarrow **Condition non vérifiée.**
 - Suivant y $\frac{4,25}{3,25} = 1,66 > 1,5$ \longrightarrow **Condition non vérifiée.**

1. Redondance en plan : $P_2 = 0,05$

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

- Suivant x on a 06 files \longrightarrow **Condition vérifiée.**
- Suivant y on a 07 files \longrightarrow **Condition vérifiée.**

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5...**Condition non vérifiée**

2. Régularité en plan : $P_2 = 0,05$

- **Condition de symétrie :**

Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masse **Condition vérifiée.**

- **Condition sur l'excentricité**

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée \longrightarrow **(Condition non vérifiée).**

C_M : centre de masse

C_R : centre de rigidité

Etage	Centre de masse [m]		Centre de rigidité [m]		15%L _x	15%L _y	Vérification	
	X _{CM}	Y _{CM}	X _{CR}	Y _{CR}				
RDC	12,387	8,554	16,349	8,193	3,75	2,985	CNV	CV
ET1	13,438	8,662	17,188	8,280	3,75	2,985	CNV	CV
ET2	13,438	8,669	17,031	8,253	3,75	2,985	CNV	CV
ET3	13,438	8,676	16,023	8,188	3,75	2,985	CNV	CV
ET4	13,438	8,676	16,155	8,144	3,75	2,985	CNV	CNV
ET5	13,438	8,682	15,697	8,043	3,75	2,985	CNV	CV
ET6	13,438	8,688	15,284	7,977	3,75	2,985	CNV	CV
ET7	13,438	8,688	14,913	7,977	3,75	2,985	CNV	CV
ET8	13,431	8,719	14,597	7,881	3,75	2,985	CNV	CV
TERRASS	13,536	8,550	14,378	7,872	3,75	2,985	CNV	CV
TERRASS 1	11,450	7,025	11,503	6,991	3,75	2,985	CNV	CV

- **Condition sur les décrochements**

La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4.

$$\frac{25,10}{15,65} = 1,60 < 4$$

Condition vérifiée.

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

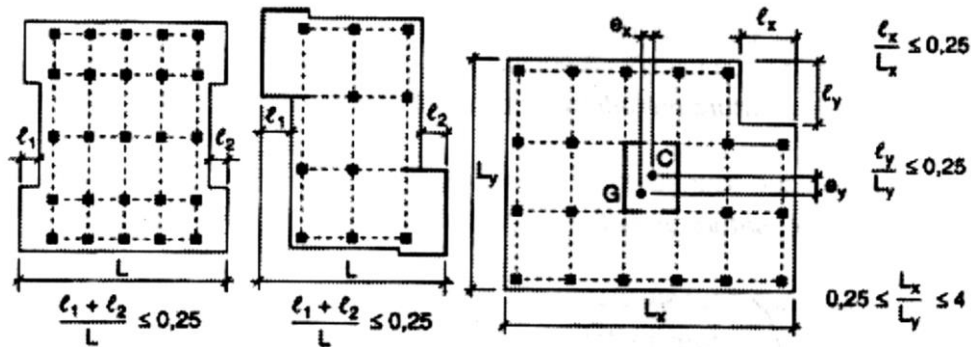


Figure V.1. Limite des décrochements en plan.

- Suivant x $\frac{11,35}{25,10} = 0,45 < 0,25 \longrightarrow$ Condition vérifiée.
- Suivant y $\frac{0}{15,65} = 0 > 0,25 \longrightarrow$ Condition non vérifiée.

- **Condition sur les ouvertures**

Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.

Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

$$S_0 \leq 15\% \cdot S_t$$

Nous obtenons $S_0 = 37,587 \text{ m}^2 \leq 0,15 \times 392,815 = 58,92 \text{ m}^2 \longrightarrow$ Condition vérifiée.

Tous les critères de la régularité en plan sont vérifiés, donc notre structure est considérée comme étant régulière en plan.

Régularité en élévation : $P_4 = 0,05$

- **Condition sur le système de contreventement**

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmet pas directement à la fondation... **Condition vérifiée.**

- **Condition sur les masses et rigidités**

La raideur et la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment \longrightarrow **Condition vérifiée.**

D'où, notre structure est classée régulière en élévation.

Contrôle de la qualité des matériaux $P_5 = 0,05$

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise.

Contrôle de la qualité de l'exécution $P_6 = 0,05$

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux (contrat de suivi permanent BET et CTC).

Critères à vérifier	Observé		P_q	
	Xx	yy	P_x	P_y
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	Non	0,05	0,05
Redondance en plan	Non	Oui	0,05	0,05
Régularité en plan	Oui	Non	0,05	0
Régularité en élévation	Oui	Oui	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	Oui	0	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	Oui	0	0

Tableau V.6. Tableau donnant les valeurs des pénalités P_q .

Finalemment :

✓ **Sens longitudinale :**

$$Q_x = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,00 + 0,00 + 0,00) = 1.15$$

✓ **Sens transversal :**

$$Q_y = 1 + (0,05 + 0,05 + 0 + 0 + 0 + 0) = 1.1$$

▪ **Résultats de calcul à la base de la structure :**

➤ **Méthode statique équivalente :**

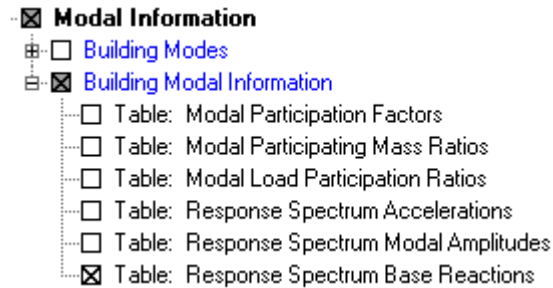
$$V_x = \frac{A.D.Q_x}{R} \cdot W_T = \frac{0,15 \times 1,58 \times 1,15}{3,5} \times 40095,09 = 3122,26 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A.D.Q_y}{R} \cdot W_T = \frac{0,15 \times 1,4 \times 1,1}{3,5} \times 40095,09 = 2986,51 \text{ KN}$$

➤ **Effort tranchant donné par la Méthode Modale Spectrale :**

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on définit les combinaisons Ex et Ey en cliquant sur : **Select cases/combos...→OK→OK**

On suit les étapes suivantes :



On choisit la valeur maximale (All) dans chaque sens :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = 3256,34 \text{ KN} \\ V_y = 3173,29 \text{ KN} \end{array} \right.$$

▪ **Comparaison des résultats**

Dans cette présente étape, on doit vérifier que les efforts tranchants calculés avec ETABS sont supérieurs ou égaux à 80% de l'effort calculé avec la formule de la méthode statique équivalente.

- **Sens longitudinal :**

$$V_{x(\text{logiciel})} = 3256,34 \text{ KN} > 0.8V_x = 2497,80 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens transversal :**

$$V_{y(\text{logiciel})} = 3173,29 \text{ KN} > 0.8V_y = 2389,20 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V.6. Les déplacements relatifs :

D'après le **RPA 99/2003 (art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1.0 % de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

D'après le **RPA 99/2003 (art 4.43)** :

- **Le déplacement horizontal** à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R\delta_{eK}$$

Avec :

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismiques Fi (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

- Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est donnée par :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

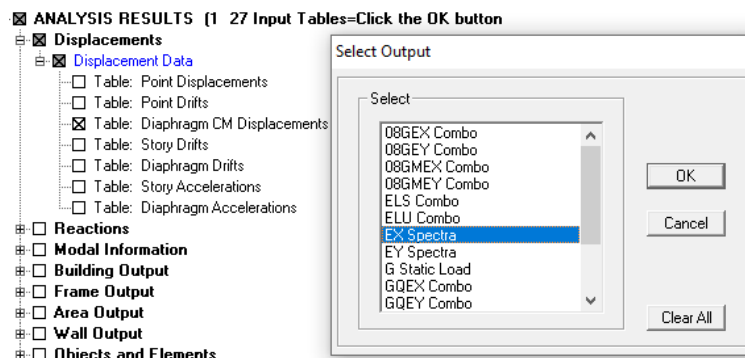
Avec : $\Delta_K < 1\% h_e$

h_e : Hauteur de l'étage considéré.

Les résultats des déplacements suivant les deux sens sont calculés par le logiciel ETABS

- Dans le sens longitudinal :

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes : **Display** → **show tables** Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



ANALYSIS RESULTS → **Displacement Data** → **table : Diaphragm CM displacement**

Puis on définit la combinaison Ex en cliquant sur :

Select cases/combos... → 2 fois sur **OK**

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
TERRASSE 1	TERRASSE1	EX	0,0271	0,0052	0,0000	0,00000	0,00000	0,00081
TERRASSE	TERRASSE	EX	0,0261	0,0037	0,0000	0,00000	0,00000	0,00075
ET8	ET8	EX	0,0233	0,0035	0,0000	0,00000	0,00000	0,00067
ET7	ET7	EX	0,0203	0,0031	0,0000	0,00000	0,00000	0,00059
ET6	ET6	EX	0,0171	0,0027	0,0000	0,00000	0,00000	0,00050
ET5	ET5	EX	0,0139	0,0023	0,0000	0,00000	0,00000	0,00041
ET4	ET4	EX	0,0107	0,0018	0,0000	0,00000	0,00000	0,00031
ET3	ET3	EX	0,0076	0,0013	0,0000	0,00000	0,00000	0,00023
ET2	ET2	EX	0,0048	0,0009	0,0000	0,00000	0,00000	0,00014
ET1	ET1	EX	0,0025	0,0005	0,0000	0,00000	0,00000	0,00007
RDC	RDC	EX	0,0008	0,0002	0,0000	0,00000	0,00000	0,00002

- Dans le sens transversal :

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey en cliquant sur :

Select cases/combos... → 2 fois sur OK

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
TERRASSE 1	TERRASS1	EY	0,0050	0,0245	0,0000	0,00000	0,00000	0,00151
TERRASSE	TERRASSE	EY	0,0039	0,0211	0,0000	0,00000	0,00000	0,00139
ET8	ET8	EY	0,0035	0,0192	0,0000	0,00000	0,00000	0,00126
ET7	ET7	EY	0,0030	0,0170	0,0000	0,00000	0,00000	0,00112
ET6	ET6	EY	0,0025	0,0147	0,0000	0,00000	0,00000	0,00097
ET5	ET5	EY	0,0021	0,0122	0,0000	0,00000	0,00000	0,00080
ET4	ET4	EY	0,0016	0,0096	0,0000	0,00000	0,00000	0,00063
ET3	ET3	EY	0,0011	0,0070	0,0000	0,00000	0,00000	0,00047
ET2	ET2	EY	0,0007	0,0046	0,0000	0,00000	0,00000	0,00030
ET1	ET1	EY	0,0004	0,0024	0,0000	0,00000	0,00000	0,00016
RDC	RDC	EY	0,0001	0,0008	0,0000	0,00000	0,00000	0,00005

Niveaux	Ux [m]	$\delta_k =$ R δ_{ek}	$\Delta k =$ $\delta_k - \delta_{k-1}$	Uy [m]	$\delta_k =$ R δ_{ek}	$\Delta k =$ $\delta_k - \delta_{k-1}$	R	h [m]	1 % h	Condition
Terrass 1	0,0271	0,09975	0,0035	0,0245	0,09275	0,01365	3,5	3,06	0,0306	Vérifier
Terrass	0,0261	0,09625	0,01	0,0221	0,0791	0,0074	3,5	3,06	0,0306	Vérifier
Etage 8	0,0233	0,0857	0,011	0,0170	0,0717	0,0084	3,5	3,06	0,0306	Vérifier
Etage 7	0,0203	0,0742	0,011	0,0147	0,0633	0,0091	3,5	3,06	0,0306	Vérifier
Etage 6	0,0171	0,0626	0,0119	0,0122	0,0542	0,0094	3,5	3,06	0,0306	Vérifier
Etage 5	0,0139	0,0507	0,0119	0,0096	0,0448	0,0095	3,5	3,06	0,0306	Vérifier
Etage 4	0,0107	0,0388	0,0112	0,0070	0,0350	0,0098	3,5	3,06	0,0306	Vérifier
Etage 3	0,0076	0,0276	0,0101	0,0046	0,0255	0,0095	3,5	3,06	0,0306	Vérifier
Etage 2	0,048	0,0175	0,0084	0,0046	0,0168	0,0081	3,5	3,06	0,0306	Vérifier
Etage 1	0,0025	0,0091	0,00363	0,0024	0,0087	0,0056	3,5	3,06	0,0306	Vérifier
RDC	0,0008	0,0028	0,0028	0,0008	0,0021	0,0031	3,5	4,42	0,0323	Vérifier

1. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0,1$$

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation de la charge associées au-dessus du niveau K.

Δ_K : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau K-1.

V_K : Effort tranchant de l'étage K.

h_K : Hauteur de l'étage (k).

Niveaux	Sens x-x					Sens y-y				vérification
	P_K (kN)	Δ_K (kN)	V_x (KN)	$V_k \cdot h_k$ (kN.m)	$\theta(y)$	V_K (kN)	Δ_K (kN)	$V_k \cdot h_k$ (kN.m)	$\theta(x)$	
TERRASSE 1	160,02	0,0035	44,21	132,63	0,0042228	50,76	0,0119	152,28	0,01250485	vérifier
TERRASSE	4177,2	0,0098	787,61	2410,0866	0,01698547	672,89	0,00665	2059,04	0,01349088	vérifier
ET8	7990	0,0105	1305,08	3993,5448	0,02100773	1198,59	0,0077	3667,69	0,0167744	vérifier
ET7	11803	0,0112	1722,29	5270,2074	0,02508291	1641,49	0,00805	5022,96	0,01891576	vérifier
ET6	15616	0,0112	2076,84	6355,1304	0,02752043	2005,14	0,00875	6135,73	0,02226915	vérifier
ET5	19532	0,0112	2380,7	7284,942	0,03002858	2319,25	0,0091	7096,91	0,02504467	vérifier
ET4	23448	0,0109	2638,78	8074,6668	0,03150721	2588,46	0,0091	7920,69	0,02693912	vérifier
ET3	27364	0,0098	2849,65	8719,929	0,03075344	2799,82	0,0084	8567,45	0,02682923	vérifier
ET2	31397	0,0081	3019,04	9238,2624	0,02735878	2958,15	0,0077	9051,94	0,02670793	vérifier
ET1	35430	0,006	3152,64	9647,0784	0,02185229	3078,17	0,0056	9419,2	0,02106443	vérifier
RDC	40095	0,0028	3256,34	10517,978	0,01067376	3173,29	0,0028	10249,7	0,01095311	vérifier

Tableau V.8. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.

▪ **Remarque :**

Puisque les coefficients $\theta < 0,1$ pour chaque niveau (k) et dans les **deux sens**, on peut donc **négliger l'effet P-Delta** dans le calcul des éléments structuraux.

➤ **Vérification des efforts normaux eux niveaux des poteaux :**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous les sollicitations de l'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante : (RPA version 2003/Art 7.4.3.1).

$$v = \frac{N_s}{S_p \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

S_p : Section transversal du Poteau.

N_s : Effort normal revenant au poteau le plus sollicité.

Niveaux	La section adoptée		N(KN)	v	observation
	h(cm)	b(cm)			
RDC	50	50	1698.9	0.27	Vérifier
ET1+ET2	45	45	1506.9	0.29	Vérifier
ET3+ET5	40	40	1144.96	0.28	Vérifier
ET6+ET9	35	35	634.7	0.20	vérifier

Tableau V.9. Vérification de l'effort normal réduit.

Conclusion :

Après avoir réalisé l'étude sismique par la méthode d'analyse modale spectrale, Nous avons comparé les résultats (Période, déplacements, force sismique résultante à la base...) avec les résultats obtenus par simulation via le logiciel « ETABS ».

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entravée certaines étapes. Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

CHAPITRE VI

FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

VI. Ferraillage des éléments structuraux :

Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol, elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux –poutres) et les voiles, ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

VI.1.Ferraillage des poteaux

Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, leur ferraillage se fera en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens à l'ELU. En procédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont les suivantes :

- $1,35G + 1,5Q \rightarrow$ à l'ELU.
- $G + Q \rightarrow$ à l'ELS
- $G + Q + E \rightarrow$ RPA99 révisée 2003.
- $0,8G + E \rightarrow$ RPA99 révisée 2003.

RPA99 (Article 5 .2)

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.

	γ_b	γ_s	θ	f_{c28}	f_{bu}	Fe(Mpa)	σ_s (Mpa)
Situation durable	1.5	1.15	1	25	14.2	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	0.85	25	21.74	400	400

Tableau VI.1.1. Caractéristiques mécaniques des matériaux.

VI.1.1.Recommandations RPA 99 révisé 2003 :

A. Armatures longitudinale : (RPA Art 7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,

- Le diamètre minimal est de 12 mm,
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ (zone IIa),

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.
- Le pourcentage minimale d'armatures sera de : $0,8\% \times b \times h$ (en zone II) :
- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de $6\% \times b \times h$ (en zone II) :

Poteaux	Section minimale A_{min} (cm ²)	
(50 x 50)	0,008 x 50 x 50	20,00
(45 x 45)	0,008 x 45 x 45	16,20
(40 x 40)	0,008 x 40 x 40	12,8
(35 x 35)	0,008 x 35 x 35	9,8
Poteaux	Section maximale A_{max} (cm ²)	
(50 x 50)	0,06 x 50 x 50	150
(45 x 45)	0,06 x 45 x 45	121,50
(40 x 40)	0,06 x 40 x 40	96,00
(35 x 35)	0,06 x 35 x 35	73,50

- Le pourcentage maximal en zone de courante sera de $4\% \times b \times h$ (en zone II) :

Poteaux	Section maximale A_{max} (cm ²)	
(50 x 50)	0,04 x 50 x 50	100
(45 x 45)	0,04 x 45 x 45	84,00
(40 x 40)	0,04 x 40 x 40	64,00
(35 x 35)	0,04 x 35 x 35	49,00

B. Armatures transversales : (Art 7.4.2.2 RPA99/2003) :

Les armatures transversales des poteaux sont calculés par cette formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$\rho_a = 2,50$ si l'élanement géométrique $\lambda_g \geq 5$.

$\rho_a = 3,75$ si l'élanement géométrique $\lambda_g < 5$.

A_t : armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

- Le diamètre \varnothing_t des armatures transversales doit être égal au moins à :

$$\varnothing_t = \frac{1}{3} \varnothing_L^{\max}$$

- L'espacement des armatures transversales doit être au plus égal à :

$$S_t \leq \min \{15\varnothing_L^{\min}; 40 \text{ cm}; (a + 10)\text{cm}\} \quad (\text{BAEL 91 Art 8.1.3})$$

Avec : a : est la petite dimension transversale des poteaux.

- D'après le RPA 99 révisée 2003 :

$$S_t \leq \min \{10\varnothing_L^{\min}; 15 \text{ cm}\} , \text{ En zone nodale.}$$

$$S_t \leq 15\varnothing_L^{\min} , \text{ En zone de recouvrement.}$$

Avec : \varnothing_L : diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- **Le rôle des armatures transversales :**

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.

- **Calcul d'élançement (élançement géométrique):**

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$$

Avec :

a et b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

L_f : longueur de flambement.

λ_g : élançement géométrique.

• **Quantité d'armatures transversales (RPA99 révisée 2003.Art7.4.22) :**

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \varnothing_{\min}$.

$\frac{A_t}{b \cdot S_t}$ en % est donné comme suite :

Si $\lambda g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0,3\%$.

Si $\lambda g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0,8\%$.

Si $3 < \lambda g < 5$ par interpolation entre les valeurs précédentes.

VI.1.2. Calcul du ferraillage à l'ELU :

A. Armatures longitudinales :

Exposé de la méthode de calcul à l'ELU :

Chaque poteau est soumis à un effort normal **N** (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant **M**, ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

Calcul du centre de pression : $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

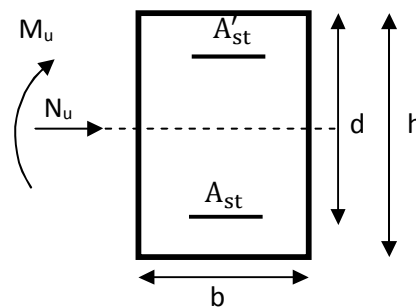


Figure VI.1.2. Schéma de ferraillage.

Section partiellement comprimée (SPC) :

La section partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

Si Le centre « C » se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression)

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

Si le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur du segment limite par les armatures, l'effort normal est un effort de compression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

Dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \cdot \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Avec: M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

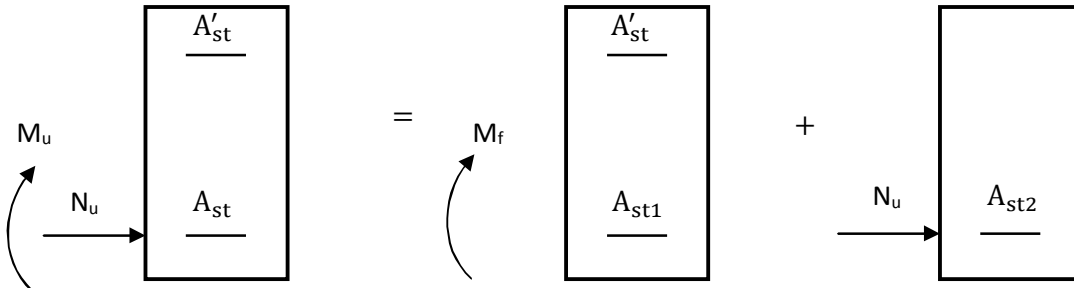


Figure VI.1.3. Section partiellement comprimée (SPC).

- Calcul des armatures :

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2f_{bc}} \quad \text{Avec :} \quad f_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = 14,2 \text{ Mpa}$$

1^{er} cas :

Si $\mu \leq \mu_1 = 0,392 \rightarrow$ la section est simplement armée (SAA).

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta_r \cdot d \cdot \sigma_s}, \quad A'_{st} = 0$$

D'où la section réelle est : $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_s}$ si l'effort est négatif.

$$\text{Avec :} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

2^{ème} cas :

Si $\mu \geq \mu_1 = 0,392 \rightarrow$ la section est doublement armée (SDA).

$$A'_{st} \neq 0$$

On calcul:

$$M_r = \mu_1 b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_{st1} = \frac{M_r}{\beta_r \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c) \times \sigma_s}$$

$$A'_{st} = \frac{\Delta M}{(d - c) \times \sigma_s} \quad \text{avec :} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ [MPa]}$$

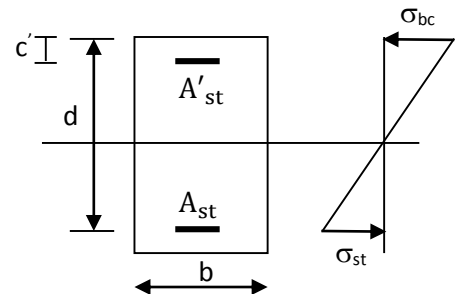


Figure VI.1.4. Schéma de ferraillage.

La section réelle d'armature est $A'_{st} = A'$; $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_s}$

Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u(d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \cdot \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

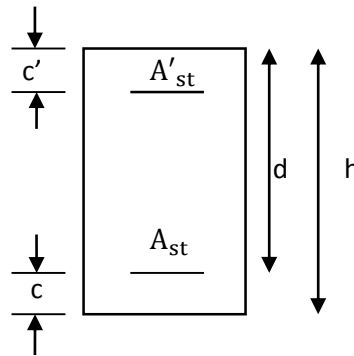


Figure VI.1.5. Schéma de ferraillage.

Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas : SSA (Section Simplement Armée) :

$$N_u(d - c') - M_f \leq \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \longrightarrow A'_{st} > 0 \text{ et } A_{st} = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} \text{ et } A_s = 0$$

$$\Psi = \frac{0,357 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,8 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

$$\gamma_b = 1,5 \text{ En situation durable}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ En situation accidentelle}$$

2^{ème} cas : SDA (Section doublement Armée) :

$$N_u(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \longrightarrow A'_{st} > 0 \text{ et } A_{st} > 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{M_f - (d - 0,5h) \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s \times (d - c')}$$

$$A_{st} = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} - A'_{st}$$

Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1.1. Les différentes sollicitations dans les poteaux.

Zone	Niveau	Section	Sollicitation	Combinaison	Effort normal Nu (KN)	Moment Mu (KN.m)
Zone I	RDC	(50 x 50)	N ^{max} – M ^{corr}	ELU	-1698,6	-6,79
			N ^{min} – M ^{corr}	0,8G+E	3,68	25,25
			N ^{corr} – M ^{max}	GQE	-89,53	101,98
Zone II	1,2 ^{ème} étage	(45 x 45)	N ^{max} – M ^{corr}	ELU	-1506,9	-15,04
			N ^{min} – M ^{corr}	0,8G+E	-21,74	46,24
			N ^{corr} – M ^{max}	GQE	-949,05	-111,72
Zone III	3,4,5 ^{ème} , étage	(40 x 40)	N ^{max} – M ^{corr}	ELU	-1144,96	-11,93
			N ^{min} – M ^{corr}	0,8G+E	2,85	17,85
			N ^{corr} – M ^{max}	GQE	-429,26	-108,65
Zone IV	6,7,8,9 ^{ème} étage	(35 x 35)	N ^{max} – M ^{corr}	ELU	-634,7	-9,78
			N ^{min} – M ^{corr}	0,8G+E	1,54	-6,15
			N ^{corr} – M ^{max}	GQE	-256,8	-72,411

Exemple d'un calcul manuelle :

a) Exemple de calcul pour le poteau (50 x 50) cm² à l'ELU :

b = 50cm ; h=50cm ; d= 47cm ; f_{bu}= 14,2 MPa

c = c' = 3cm σ_s = 348 MPa

N_u = 1698,9 kN ; M_u = 6,79 kN.m

Calcul de l'excentricité (e) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{6,79 \times 10^2}{1698,9} = 0,4 \text{ cm}$$

$$e = 0,4 \text{ cm} < \left(\frac{h}{2} - c\right) = \left(\frac{50}{2} - 3\right) = 22 \text{ cm} \Rightarrow \text{SEC}$$

Calcul de : $N_u(d - c') - M_f$ et $(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h})bh^2 f_{bc}$

Avec :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$\text{Et } d = h - c = 0.50 - 0.03 = 0.47 \text{ m}$$

• **Calcul du moment fictif :**

$$M_f = 6,79 + 1698,9 \left(\frac{0.50}{2} - 0.03 \right) = 380,548 \text{ kN.m}$$

Et :

$$(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h})bh^2 f_{bc} = \left(0.337 - 0.81 \frac{0.03}{0.50} \right) (0.50)^3 \times 14,2 \times 10^3 = 511,91 \text{ kN.m}$$

$$N_u(d - c') - M_f = 1698,9(0,47 - 0,03) - 380,548 = 366,968 < 511,91 \text{ kN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée : $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$

Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{380,548 \times 10^6}{500 \times 470^2 \times 14,2} = 0,242$$

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée (**SSA**).

$$\mu = 0,242 \rightarrow \beta = 0,859$$

$$A'_{st} = 0$$

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{380,548 \times 10^3}{0,859 \times 47 \times 348} = 27,08 \text{ cm}^2$$

D'où la section réelle d'armature est :

$$A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 27,08 - \frac{1698,9 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^2} = -21,73 \text{ cm}^2$$

Remarque :

La section d'armature est négative, les armatures ne sont pas nécessaires. De la même manière on trouve les autres sections.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-après :

Zone	Sollicitations	N (KN)	M _x (KN.m)	NATURE	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Ferraillage
Zone I (50x50)	N ^{max} – M ^{corr}	-1698,6	-6,79	SEC	20,00	20,60	4HA20 + 4HA16
	N ^{min} – M ^{corr}	3,68	25,25	SEC			
	N ^{corr} – M ^{max}	-89,53	101,98	SEC			
Zone II (45x45)	N ^{max} – M ^{corr}	-1506,9	-15,04	SEC	16,20	18,71	4HA20 + 4HA16
	N ^{max} – M ^{corr}	-21,74	46,24	SEC			
	N ^{min} – M ^{corr}	-949,05	-111,72	SEC			
Zone III (40x40)	N ^{max} – M ^{corr}	-1144,96	-11,93	SEC	12,80	14,19	4HA16 + 4HA14
	N ^{min} – M ^{corr}	2,85	17,85	SEC			
	N ^{corr} – M ^{max}	-429,26	-108,65	SEC			
Zone IV (35x35)	N ^{max} – M ^{corr}	-634,7	-9,78	SEC	09,80	10,67	4HA 14 + 4HA12
	N ^{min} – M ^{corr}	1,54	-6,15	SEC			
	N ^{corr} – M ^{max}	-256,8	-72,411	SPC			

VI.1.3Vérification à l'ELU :

A. Armatures transversales : (Art 7.4.2.2 RPA99/2003)

• **Diamètre des barres (Art A.8.1,3/BAEL91modifiée 99) :**

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \quad \text{Soit :} \quad \phi_t = \mathbf{8 \text{ mm}}$$

Avec :

ϕ_l : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

On fixe pour les armatures transversales une section d'At = 4HA8 = **2,01cm²** (3

Cadre).

• **Espacement des armatures transversales : (Art 7.4.2.2 RPA99/2003)**

$$S_t \leq \min \{15\phi_L^{\min}, 40\text{cm}, (a + 10)\text{cm}\} = \min\{15 \times 1,2; 40\text{cm}; (35 + 10)\}$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm}$$

Avec :

a : est la petite dimension du poteau

Soit : **S_t = 15 cm**

➤ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \{10\phi_L^{\min}; 15 \text{ cm}\} = \min\{10 \times 1,2 ; 15 \text{ cm}\} = 12 \text{ cm.}$$

Nous adoptons : $S_t = 10 \text{ cm.}$

NB : au niveau du nœud, on introduit des armatures en U superposées (avec alter nuance dans l'orientation) afin de le consolider donc le rendre moins vulnérable au séisme.

➤ **En zone de courante :**

$$S_t \leq 15\phi_L^{\min} = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm.}$$

Nous adoptons : $S_t = 15 \text{ cm.}$

Avec : ϕ_L : diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

• **La disposition des cadres dans la zone nodale :**

La zone nodale est définie par l' et h' :

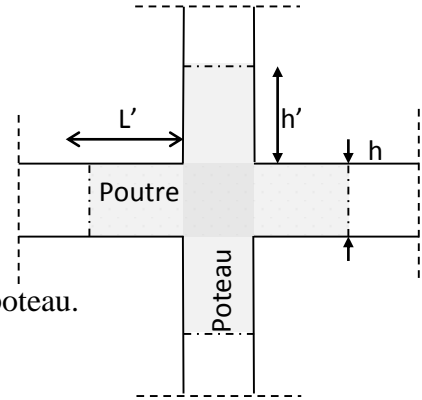


Figure VI.1.8. Délimitation de la zone nodale.

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b_1, h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres (hauteur d'étage)

Niveaux	Poteaux	h_e (cm)	$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$
6, 7, 8, 9 ^{ème} étage	35 × 35	286	$h' = \max(47, 60 ; 35 ; 60\text{cm}) = 60\text{cm}$
3, 4, 5 ^{ème} étage	40 × 40	286	$h' = \max(47, 60 ; 40 ; 60\text{cm}) = 60\text{cm}$
1, 2 ^{ème} étage	45 × 45	286	$h' = \max(47, 60 ; 45 ; 60\text{cm}) = 60\text{cm}$
RDC	50 × 50	303	$h' = \max(50, 50 ; 50 ; 60\text{cm}) = 60\text{cm}$

❖ **Poteaux de RDC + étage courant :**

Soit 6 cadres espacés de 10 cm

Quantité d'armatures transversales (RPA99 révisée 2003.Art7.4.22) :

Si $\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0,3\%$.

Si $\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0,8\%$.

Si $3 < \lambda_g < 5$ par interpolation entre les valeurs précédentes.

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suite :

-Si $\lambda_g \geq 5 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0,3\% \cdot S_t \cdot b_1$

-Si $\lambda_g \leq 3 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0,8\% \cdot S_t \cdot b_1$

-Si $3 < \lambda_g < 5 \dots\dots\dots$ par interpolation entre les valeurs précédentes.

Avec :

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considère.

λ_g : Elancement géométrique du poteau.

Tableau VI.1.5. Délimitation des zones nodales.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} ; l_f = 0,707 l_0$$

Avec :

l_f : longueur de flambement du poteau.

l_0 : hauteur libre du poteau.

✓ **Poteaux (50 x 50) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,23}{0,50} = 4,56 < 5 \Rightarrow \text{après interpolation : } \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,0033\%$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,0033 \times 10 \times 50 = 1,665 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots$ **condition vérifiée**

Zone courante : $A_t^{\min} = 0,0033 \times 15 \times 50 = 2,47 \text{ cm}^2 > 2,01 \text{ cm}^2 \dots$ **condition non vérifiée**

✓ **Poteaux (45 x 45) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,45} = 4,80 < 5 \Rightarrow \text{après interpolation : } \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,0037\%$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,0037 \times 10 \times 45 = 1,665 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots$ **condition vérifiée**

Zone courante : $A_t^{\min} = 0,0037 \times 15 \times 45 = 2,49 \text{ cm}^2 > 2,01 \text{ cm}^2 \dots$ **condition non vérifiée**

✓ **Poteaux (40 x 40) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,40} = 5,41 > 5$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots$ **condition vérifiée**

Zone courante : $A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,80 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots$ **condition vérifiée**

✓ **Poteaux (35 x 35) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,35} = 6,18 > 5$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots$ **condition vérifiée**

Zone courante : $A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,58 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots$ **condition vérifiée**

Remarque : D'après les résultats obtenus, la quantité d'armatures transversales ($A_t^{\min} > A_t$) aux niveaux des poteaux (50 x 50) et (45 x 45) cm^2 , alors pour cela en diminue l'espacement en zone courante.

Soit : $S_t = 12 \text{ cm}$ (zone courante)

✓ **Poteaux (50 x 50) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,23}{0,50} = 4,56 > 5$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,0033 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots$ **condition vérifiée**

Zone courante : $A_t^{\min} = 0,0033 \times 12 \times 50 = 1,98 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots$ **condition vérifiée**

✓ **Poteaux (45 x 45) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,45} = 4,80 \Rightarrow \text{après interpolation : } \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,0037\%$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,0037 \times 10 \times 45 = 1,575 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots$ **condition vérifiée**

Zone courante : $A_t^{\min} = 0,0037 \times 12 \times 45 = 1,99 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots$ **condition vérifiée**

Conclusion :

Poteaux	Sections des armatures transversales(cm^2)	Espacement
(50 x 50) (45 x 45)	(2 cadres $\varnothing 8$) = 2,01	Zone nodal =10 cm Zone courant=12 cm
(40 x 40) (35 x 35)	(2 cadres $\varnothing 8$) = 2,01	Zone nodal=10 cm Zone courante=15 cm

a. La longueur minimale des recouvrements est de :

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement pour la zone II est: $L = 40 \times \varphi$

Pour les **HA 20** : $L_R = 40 \times \varphi = 40 \times 2,0 = 80 \text{ cm} \Rightarrow$ soit : $L_R = 80 \text{ cm}$.

Pour les **HA 16** : $L_R = 40 \times \varphi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ soit : $L_R = 64 \text{ cm}$.

Pour les **HA 14** : $L_R = 40 \times \varphi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ soit : $L_R = 56 \text{ cm}$.

Pour les **HA 12** : $L_R = 40 \times \varphi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$ soit : $L_R = 48 \text{ cm}$.

b. Longueurs d'ancrage (B.A.E.L.91 Article A.6.1.221) :

$$l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4\tau_{su}} ; f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

$\Psi_s = 1$: Pour les aciers à haute adhérence.

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

$$\text{Pour les HA 20 : } l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{2 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 70,55 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 70,55 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA 16 : } l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,6 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 56,44 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 56,44 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA 14 : } l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,4 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 49,38 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 49,38 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA 12 : } l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,2 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 42,33 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 42,33 \text{ cm}$$

c. Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2 RPA 99/ version 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite $\bar{\tau}_{bu}$.

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

Selon le RPA :

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Selon le BAEL :

$$\bar{\tau}_{bu} = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} \text{ [Art A.5.1,211/BAEL 91]}$$

Zone	V_u [KN]	λ_g	ρ_d	b (cm)	d (cm)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Zone I (50x50)	21,84	4,56	0,04	50	47	0,063	1	CV
Zone II (45x45)	24,8	4,80	0,04	45	42	0,17	1	CV
Zone III (40x40)	26,81	5,41	0,075	40	37	0,22	1,875	CV
Zone IV (35x35)	32,94	6,18	0,075	35	32	0,29	1,875	CV

Tableau VI.1.6. Vérification des contraintes tangentielles.

VI.1.4. Vérification des contraintes tangentielles.

1. Vérification à l'ELS :

a. Condition de non fragilité :

La section d'armatures doit vérifier la condition suivante :

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185 \times d} \times bd$$

Avec : $f_{t28} = 2,1$ MPa

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Sans longitudinal : M_3

Zone	Sollicitations	N_s (KN)	M_{sx} (KN.m)	e_s (cm)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Condition
Zone I (50x50)	$N^{max} - M^{corr}$	-1238	1,415	-0,114	7.03	20,60	CV
	$N^{min} - M^{corr}$	-34	9,84	-28,941	1.06		CV
	$N^{corr} - M^{max}$	-80,73	18,83	-23,32	0.38		CV
Zone II (45x45)	$N^{max} - M^{corr}$	-1098,04	2,879	-0,262	5.73	18,71	CV
	$N^{min} - M^{corr}$	-222,75	0,575	-0,258	5.73		CV
	$N^{corr} - M^{max}$	-631,92	15,92	-2,519	7.21		CV
Zone III (40x40)	$N^{max} - M^{corr}$	-834,33	0,901	-0,107	4.44	14,19	CV
	$N^{min} - M^{corr}$	-174,98	-7	4,00	8.06		CV
	$N^{corr} - M^{max}$	-387,06	20,899	-5,399	14.13		CV
Zone IV (35x35)	$N^{max} - M^{corr}$	-462,72	-1,119	0,241	3.41	10.67	CV
	$N^{min} - M^{corr}$	-22,62	-3,867	17,095	0.31		CV
	$N^{corr} - M^{max}$	-88,4	-26,207	29,645	0.86		CV

Tableau VI.1.7. Ferraillage des poteaux a l'ELS suivant x-x.

Sans transversal : M_2

Zone	Sollicitations	Ns (KN)	M _{sy} (KN.m)	e _s (cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Condition
Zone I (50x5)	N ^{max} – M ^{corr}	-1238	-4,965	0,40	7.18	20,60	CV
	N ^{min} – M ^{corr}	-34	-8,265	24,31	0.53		CV
	N ^{corr} – M ^{max}	-47,61	22,336	-46,90	1.89		CV
Zone II (45x4)	N ^{max} – M ^{corr}	-1098,04	-10,993	1,00	6.10	18,71	CV
	N ^{min} – M ^{corr}	-222,75	-0,592	0,26	5.73		CV
	N ^{corr} – M ^{max}	-369,33	-22,47	-6,10	17.77		CV
Zone III (40x4)	N ^{max} – M ^{corr}	-834,33	-8,728	1,05	4.87	14,19	CV
	N ^{min} – M ^{corr}	-174,98	0	0	4.39		CV
	N ^{corr} – M ^{max}	-471,31	20,3	-4,31	8.83		CV
Zone IV (35x35)	N ^{max} – M ^{corr}	-462,72	-7,169	1,55	4.03	10,67	CV
	N ^{min} – M ^{corr}	-22,62	0,02	-0,09	3.36		CV
	N ^{corr} – M ^{max}	-33,28	25,043	-75,24	1.18		CV

Tableau VI.1.8. Ferraillage des poteaux a l'ELS suivant y-y.

b. Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91):

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$.

$$\begin{cases} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 384 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Deux cas peuvent se présenter :

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section entièrement comprimée.

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée.

❖ Poteaux de RDC :

$$\frac{h}{6} = \frac{323}{6} = 53.83\text{cm.}$$

❖ Poteaux D'étage courant :

$$\frac{h}{6} = \frac{306}{6} = 51\text{cm.}$$

- **Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant logiciel [SOCOTEC]**

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bsup} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{asup} : Contrainte max dans les aciers supérieurs.

σ_{binf} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{ainf} : Contrainte max dans les aciers inférieurs

Sens longitudinal

Zone	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	es (cm)	Nature	Aadop (cm ²)	σ_{bsup} [MPa]	σ_{binf} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	σ_{asup} [MPa]	σ_{ainf} [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	Condition
Zone I (50x50)	N ^{max} – M ^{corr}	-1238	1,415	-0,114	SEC	20,60	3,84	3,76	15	57,6	56,5	348	CV
	N ^{min} – M ^{corr}	-34	9,84	-28,941	SEC		0,41	0		5,57	-3,92		CV
	N ^{corr} – M ^{max}	-80,73	18,83	-23,32	SEC		0,83	0		11,2	-5,65		CV
Zone II (45x45)	N ^{max} – M ^{corr}	-1098,04	2,879	-0,262	SEC	18,71	4,16	3,94	15	62,2	59,4	348	CV
	N ^{min} – M ^{corr}	-222,75	0,575	-0,258	SEC		0,84	0,8		12,6	12		CV
	N ^{corr} – M ^{max}	-631,92	15,92	-2,519	SEC		2,93	1,74		42,7	27,2		CV
Zone III (40x40)	N ^{max} – M ^{corr}	-834,33	0,901	-0,107	SEC	14,19	3,91	3,81	15	58,5	57,3	348	CV
	N ^{min} – M ^{corr}	-174,98	-7	4,00	SEC		1,18	0,44		16,9	7,39		CV
	N ^{corr} – M ^{max}	-387,06	20,899	-5,399	SEC		2,9	0,68		41,1	12,7		CV
Zone IV (35x35)	N ^{max} – M ^{corr}	-462,72	-1,119	0,241	SEC	10,67	3,1	2,89	15	46,2	43,7	348	CV
	N ^{min} – M ^{corr}	-22,62	-3,867	17,095	SEC		0,55	0		7,01	-4,42		CV
	N ^{corr} – M ^{max}	-88,4	-26,207	29,645	SEC		3 ;45	0		42,2	-50,8		CV

Tableau VI.1.9. Vérification des contraintes à l'ELS suivant x-x

Zone	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	e _s (cm)	Nature	A _{adop} (cm ²)	σ _{bsup} [MPa]	σ _{binf} [MPa]	σ̄ _{bc} [MPa]	σ _{asup} [MPa]	σ _{ainf} [MPa]	σ̄ _s [MPa]	Condition
Zone I (50x50)	N ^{max} – M ^{corr}	-1238	-4,965	0,40	SEC	20,60	3,94	3,66	15	58,9	55,2	348	CV
	N ^{min} – M ^{corr}	-34	-8,265	24,31	SEC		0,36	0		4,88	-2,64		CV
	N ^{corr} – M ^{max}	-47,61	22,336	-46,90	SEC		2,02	0,88		29,3	14,2		CV
Zone II (45x45)	N ^{max} – M ^{corr}	-1098,04	-10,993	1,00	SEC	18,71	4,46	3,64	15	66,1	55,4	348	CV
	N ^{min} – M ^{corr}	-222,75	-0,592	0,26	SEC		0,84	0,8		12,6	12		CV
	N ^{corr} – M ^{max}	-369,33	-22,47	-6,10	SEC		2,2	0,52		9,53	31,4		CV
Zone III (40x40)	N ^{max} – M ^{corr}	-834,33	-8,728	1,05	SEC	14,19	4,33	3,4	15	63,8	52	348	CV
	N ^{min} – M ^{corr}	-174,98	0	0	SEC		0,81	0,81		12,1	12,1		CV
	N ^{corr} – M ^{max}	-471,31	20,3	-4,31	SEC		3,26	1,1		46,5	18,9		CV
Zone IV (35x35)	N ^{max} – M ^{corr}	-462,72	-7,169	1,55	SEC	10,67	3,65	2,34	15	53	36,8	348	CV
	N ^{min} – M ^{corr}	-22,62	0,02	-0,09	SEC		0,15	0		2,22	2,17		CV
	N ^{corr} – M ^{max}	-33,28	25,043	-75,24	SPC		3,05	0		35,1	-68,2		CV

Sens transversal

Tableau VI.1.10. Vérification des contraintes à l'ELS suivant y-y.

✓ Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

Conclusion :

Les conditions à l'ELS sont vérifiées donc on opte le ferrailage calculé à l'ELU.

On a opté pour le ferrailage suivant :

➤ **Poteaux (50 x 50) :**

- Les armatures longitudinales : $4HA20+4HA16= 20,60\text{cm}^2$
- Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01\text{ cm}^2$ (2 cadre)

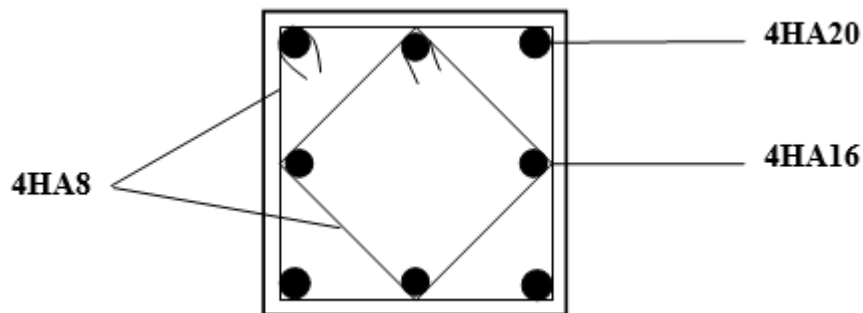


Figure VI.1.9. Schéma de ferrailage du poteau RDC.

➤ **Poteaux (45 x 45) :**

- Les armatures longitudinales : $4HA20+4HA14 = 18,71\text{ cm}^2$
- Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01\text{ cm}^2$

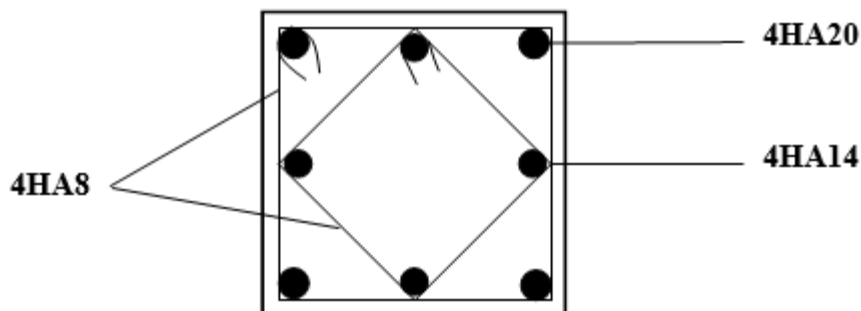


Figure VI.1.10. Schéma de ferrailage du poteau 1,2^{ème} étage

➤ Poteaux (40 x 40) :

- Les armatures longitudinales : $4HA16+4HA14 = 14,19 \text{ cm}^2$

- Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

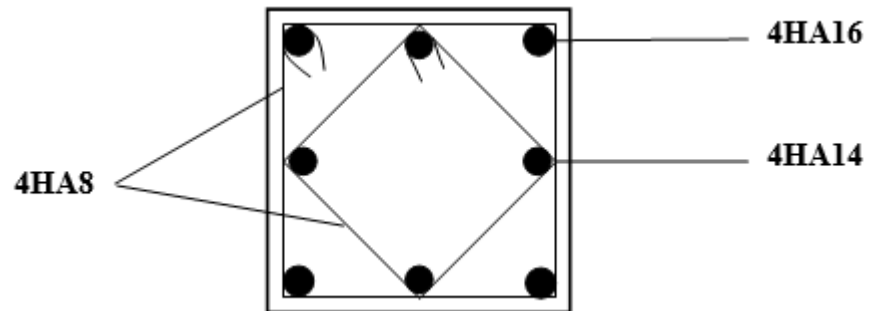


Figure VI.1.11. Schéma de ferraillage du poteau 3,4,5^{ème}, étage.

➤ Poteaux (35 x 35) :

- Les armatures longitudinales : $4HA14+4HA12 = 10,67 \text{ cm}^2$

- Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (2cadre)

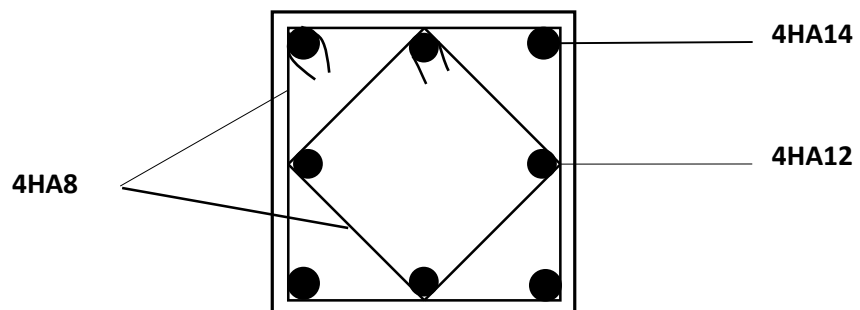


Figure VI.1.12. Schéma de ferraillage du poteau 6,7,8,9^{ème} étage.

VI.2. Ferraillage des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux du bâtiment est sollicités par les moment de flexion et des efforts tranchants.

Leur ferraillage se fera en flexion simple par la combinaison la plus défavorable ci-dessus et leur vérification s’effectue à l’ELS.

- $1,35G + 1,5Q \rightarrow$ à l’ELU.
 - $G + Q \rightarrow$ à l’ELS
 - $G + Q + E \rightarrow$ RPA99 révisée 2003.
 - $0,8G + E \rightarrow$ RPA99 révisée 2003.
- } **RPA99 (Article 5 .2)**

VI.2.1. Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :

A. Armatures longitudinales : (RPA Art 7.5.2.1) :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section :

poutres	Section minimale 0,5%	Section(cm ²)
Poutres principales	30x40x0,005	6
Poutres secondaires	25x35x0,005	4,375
Poutres de chainages	25x30x0,005	3.75
Poutres palières	25x35x0,005	4,375

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - ✓ 4% en zone courante.
 - ✓ 6% en zone de recouvrement.

Poutres	Section maximale Zone courantes 4% (cm ²)	Section maximale zone de recouvrement 6%(cm ²)
Poutres principales	30x40x0,04=48	30x40x0,06=72
Poutres secondaires	25x35x0,04=35	25x35x0,06=52,2
Poutres de chainages	25x30x0,04=30	25x30x0,06=45
Poutres palières	25x35x0,04=35	25x35x0,06=52.2

- La longueur maximale de recouvrement est de $40 \varnothing$ en zone IIa
- L’ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieure dans les poteaux de rive et d’angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

B. Armatures transversales : (Art 7.5.2.2 RPA99/2003) :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$
- L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - $S_t = \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset \right)$ en zone nodale.
 - $S_t \leq \frac{h}{2}$ en zone de recouvrement.

\emptyset : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.2.2. Calcul du ferraillage à l'ELU :

A. Armatures longitudinales :

Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2f_{bc}} \quad \text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = 14,2 \text{ Mpa}$$

1^{er} cas :

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée (SAA).

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A'_{st} = 0$)

Section d'acier tendue :

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_s}$$

2^{ème} cas :

Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est doublement armée (SDA).

On calcul :

$$M_1 = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bu} , \Delta M = M_u - M_1$$

M_1 : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

- Armatures tendues :

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c)\sigma_s}$$

- Armatures comprimées :

$$A'_{st} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ [MPa]}$$

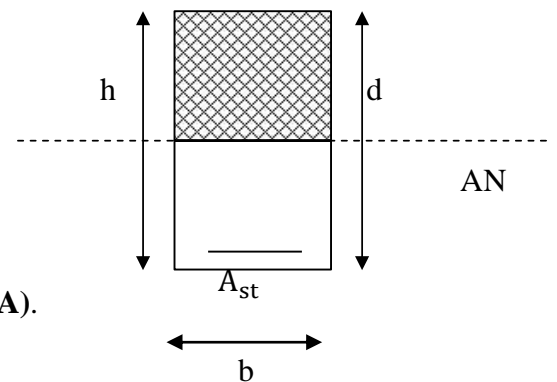


Figure VI.2.1. Section simplement armée.

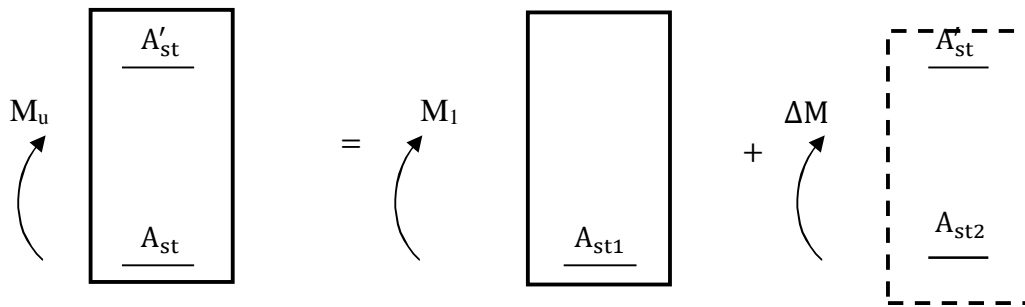


Figure VI.2.2. Section rectangulaire doublement armée.

Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Les résultats des efforts internes des poutres sont donnés par le logiciel « ETABS » leurs ferrailages se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « SOCOTEC ».

✓ Poutre principale (30 × 40) :

En travées :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{76,8 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14,2} = 0,132$$

Si $\mu \leq \mu_1 = 0,392 \rightarrow$ la section est simplement armée (SSA).

$$\mu = 0,132 \rightarrow \beta = 0,929$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{76,8 \times 10^3}{0,929 \times 37 \times 348} = 6,42 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{101,86 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14,2} = 0,174$$

Si $\mu \leq \mu_1 = 0,392 \rightarrow$ la section est simplement armée (SSA).

$$\mu = 0,174 \rightarrow \beta = 0,904$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{101,86 \times 10^3}{0,904 \times 37 \times 348} = 8,75 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	M_{max} (KN.m)	μ_b	β	obs	A_{st} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	ferraillage	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Travée	76,8	0,132	0,929	SSA	6,42	6	3HA12+3HA14	8,01
Appui	-101,86	0,174	0,904	SSA	8,75	6	3HA14+3HA14	9,26

Tableau VI.2.1. Ferraillage des poutres principales.

✓ Poutre secondaires (25 × 35) :

	M_{max} (KN.m)	obs	A_{st} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	ferraillage	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Travée	67,95	SSA	6,84	4,375	3HA12+3HA14	8,01
Appui	-85,63	SSA	8,96	4,375	3HA14+3HA14	9,26

Tableau VI.2.2. Ferraillage des poutres secondaires.

✓ Poutre de chaînage (25 × 30) :

	M_{max} (KN.m)	obs	A_{st} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Ferraillage	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Travée	13,65	SSA	1,5	3,75	3HA12	3,39
Appui	-25,80	SSA	2,8	3,75	3HA12	3,39

Tableau VI.2.3. Ferraillage des poutres de chaînage.

✓ Poutre palières (25 × 35) :

	M_{max} (KN.m)	obs	A_{st} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Ferraillage	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Travée	36,41	SSA	3.4	4,375	3HA14	4,62
Appui	-38,12	SSA	3.6	4,375	3HA14	4,62

Tableau VI.2.4. Ferraillage des poutres palières.

VI.2.3 Vérification à l'ELU :

A. Armatures transversales : (Art 7.5.2.2 RPA99/2003)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

	Calcul de l'espacement S_t (cm)			$A_t = 0,003 \times S_t \times b$	Ferraillage [cm ²]
Poutre principale (30 × 40)	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	Min (10 ;14,4)	$S_t = 10$	0,75	4HA8 = 2,01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 20$ cm	$S_t = 15$	1,35	
Poutre secondaire et palière (25 × 35)	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	Min (8,75;14,4)	$S_t = 10$	0,75	4HA8 = 2,01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 17,5$ cm	$S_t = 15$	1,13	
Poutre de chaînage (25 × 30)	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	Min (7,5 ;16,8)	$S_t = 10$	0,75	4HA8= 2,01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 15$	$S_t = 15$	1,13	

Tableau VI.2.5. Ferraillage des armatures transversales.

B. Condition de non fragilité : (BAEL99 Art A.4.2.1):

La section d'armatures doit vérifier la condition suivante :

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

Avec : $f_{t28} = 2,1$ MPa

		A _{st}	A _{min}	Vérifications
Poutres principales	En travée	6,78	1,34	Condition vérifiée
	Aux appuis	9,24	1,34	Condition vérifiée
Poutres secondaires	En travée	8,01	0,97	Condition vérifiée
	Aux appuis	9,24	0,97	Condition vérifiée
Poutres de chaînage	En travée	3,39	0,82	Condition vérifiée
	Aux appuis	3,39	0,82	Condition vérifiée
Poutres palières	En travée	4,62	0,97	Condition vérifiée
	Aux appuis	4,62	0,97	Condition vérifiée

Tableau VI.2.6. Vérification de la condition de non fragilité.

C. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_U^{\max} = \text{Effort tranchant max à l'ELU};$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0,2 \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

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

Poutres	Efforts tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Poutres principales	T _{max}	71,66	30	37	0,645	3,33	Condition vérifiée
Poutres secondaires	T _{max}	73,26	25	32	0,915	3,33	Condition vérifiée
Poutre de chaînage	T _{max}	18,59	25	27	0,334	3,33	Condition vérifiée
Poutres palières	T _{max}	26,79	25	32	0,232	3,33	Condition vérifiée

Tableau VI.2.7. Vérification au cisaillement.

D. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

- **Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99) :**

On se doit de vérifier la relation : $T_u^{\max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9dbf_{c28}}{\gamma_b}$

Poutres	Efforts tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	f _{c28} (MPa)	\bar{T}_u (KN)	Observation
Poutres principales	T _{max}	71,66	30	37	25	666	Condition vérifiée
Poutres secondaires	T _{max}	73,26	25	32	25	480	Condition vérifiée
Poutre de chaînage	T _{max}	18,59	25	27	25	405	Condition vérifiée
Poutres palières	T _{max}	26,79	25	32	25	480	Condition vérifiée

Influence de l'effort tranchant sur le béton.

Tableau VI.2.8. Influence de l'effort tranchant sur le béton.

- **Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :**

Lorsqu'au droit d'un appui $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$; on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $(T_u - \frac{M_u}{0,9d}) \frac{1}{\sigma_{st}}$

D'où : $A_s > (T_u - \frac{M_u}{0,9d}) \frac{1,15}{f_e}$

Si $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \rightarrow$ Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

Poutres principales : $T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} = 71,66 - \frac{101,86}{0,9 \times 0,37} = -234,23 < 0$

Poutres secondaires : $T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} = 73,26 - \frac{85,63}{0,9 \times 0,32} = -224,07 < 0$

Poutres de chaînage : $T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} = 18,59 - \frac{13,65}{0,9 \times 0,27} = -44,60 < 0$

Poutres palières : $T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} = 26,79 - \frac{38,12}{0,9 \times 0,32} = -105,57 < 0$

✓ Donc aucune vérification n'est nécessaire.

E. Vérification de la contrainte d'adhérence BAEL (Art A.6.1.3) :

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

Avec : $\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

$\psi_s = 1,5$: Coefficient de scellement **HA**

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

- **Poutres principales :**

$$\sum U_i = ((n \times (\pi + 2)) + (n \times 3,14)) \times \emptyset = ((3 \times (3,14 + 2)) + (3 \times 3,14)) \times 1,4 = 34,78 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{71,66 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 347,8} = 0,62 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C. V.}$$

- **Poutres Secondaires :**

$$\sum U_i = ((n \times (\pi + 2)) + (n \times 3,14)) \times \emptyset = ((3 \times (3,14 + 2)) + (3 \times 3,14)) \times 1,4 = 34,78 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{85,63 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 347,8} = 0,85 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MP} \Rightarrow \text{C. V.}$$

- **Poutres de chaînage :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{18,59 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 188,4} = 0,41 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MP} \Rightarrow \text{C. V.}$$

- **Poutres palières :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times 3,14 \times 1,4 = 21,98 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{26,79 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 219,8} = 0,42 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MP} \Rightarrow \text{C. V.}$$

F. Ancrage des armatures BAEL (Art A.6.1.23) :

Longueur de scellement : $l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$ avec: $\tau_{se} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$

$$\text{Pour les HA 14 : } l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,4 \times 400}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 49,38 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA 12 : } l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 42,33 \text{ cm.}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est au moins égales à : $0,4 l_s$ pour les aciers HA.

Pour les HA 14 : $l_{cr} = 19,75$ cm.

Pour les HA 12 : $l_{cr} = 16,93$ cm

G. Délimitation de la zone nodale (RPA99 version 2003 : Art 7.4.2.1) :

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre

$$L' = 2h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

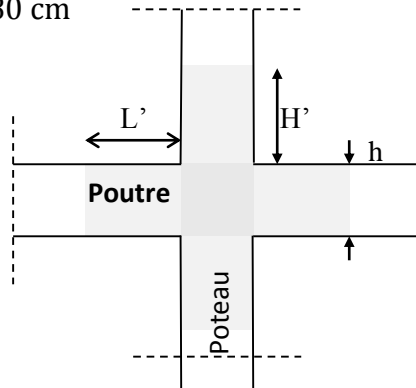


Figure VI.2.3. Délimitation de la zone nodale.

VI.2.4.Vérification à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenue des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications à faire sont :

- État limite d'ouverture des fissures ;
- État limite de résistance du béton en compression
- État limite de déformation.

A. État limite d'ouvertures des fissures (Art B.6.3 BAEL 91)

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

B. État limite de résistance du béton en compression (Art A.4.5.2 BAEL 91)

La contrainte de compression du béton est limité à $0.6 \times f_{c28}$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

On calcul :

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100$$

Puis en déduit les valeurs de β et K_1

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s}, \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Les résultats de vérification à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

	M_{smax} (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ	β	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	38,08	8,01	0,721	0,877	25,65	146,51	5,71	15	CV
Appui	50,29	9,26	0,834	0,870	23,46	176	7,50	15	CV

Tableau VI.2.9. Vérification des contraintes l'ELS pour les poutres principales .

	M_{smax} (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ	β	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	25,43	8,01	0,100	0,947	79,3	104,64	1,32	15	CV
Appui	45,01	9,26	0,115	0,944	74,29	160,9	2,17	15	CV

Tableau VI.2.10. Vérification des contraintes l'ELS pour les poutres secondaires.

	M_{smax} (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ	β	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	9	3,39	0,424	0,900	35,00	63,34	1,81	15	CV
Appui	13,83	3,39	0,424	0,900	35,00	60,39	1,73	15	CV

Tableau VI.2.11. Vérification des contraintes l'ELS pour les poutres de chaînage.

	M_{smax} (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ	β	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	7,4	4,62	0,684	0,880	26,67	67,41	2,53	15	CV
Appui	10,18	4,62	0,684	0,880	26,67	92,74	3,477	15	CV

Tableau VI.2.12. Vérification des contraintes l'ELS pour les poutres palières.

C. Etat limite de déformation (BAEL99/Art B.6.5) :

Les règles de BAEL (Art B.6.5.1) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad 2) \frac{A_s}{bd} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad 3) \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0}$$

Vérifications :

• **Poutres principales :**

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{540} = 0,07 > \frac{1}{16} = 0,062 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{H}{L} \geq \frac{M_s}{10.M_0} \Rightarrow \frac{40}{540} = 0,07 > \frac{1}{10} \times \frac{50,29}{101,86} = 0,05 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{8,01}{1110} = 0,00072 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Poutres secondaires :**

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{450} = 0,08 > \frac{1}{16} = 0,062 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{H}{L} \geq \frac{M_s}{10.M_0} \Rightarrow \frac{35}{450} = 0,08 > \frac{1}{10} \times \frac{45,01}{85,63} = 0,053 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{8,01}{250.32} = 0,001 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Poutres de chaînage :**

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{365} = 0,082 > \frac{1}{16} = 0,062 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{H}{L} \geq \frac{M_s}{10.M_0} \Rightarrow \frac{35}{365} = 0,095 > \frac{1}{10} \times \frac{9}{25,8} = 0,034 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{250.27} = 0,00057 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Poutres palières :**

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{320} = 0,094 > \frac{1}{16} = 0,062 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{H}{L} \geq \frac{M_s}{10.M_0} \Rightarrow \frac{30}{320} = 0,094 > \frac{1}{10} \times \frac{7,4}{38,12} = 0,02 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,62}{250.32} = 0,00057 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Étant donné que toutes les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

VI.5. Conclusion :

Le ferraillage des poutres est récapitulé dans le tableau suivant :

	Armatures transversales		Armatures longitudinales	
	Zone courante	Zone nodale	Travée	Appuis
Poutres principales	4HA8	4HA8	3HA12+3HA14	3HA14+3HA14
Poutres secondaires	4HA8	4HA8	3HA12+3HA14	3HA14+3HA14
Poutres de chaînage	4HA8	4HA8	3HA12	3HA12
Poutres palières	4HA8	4HA8	3HA14	3HA14

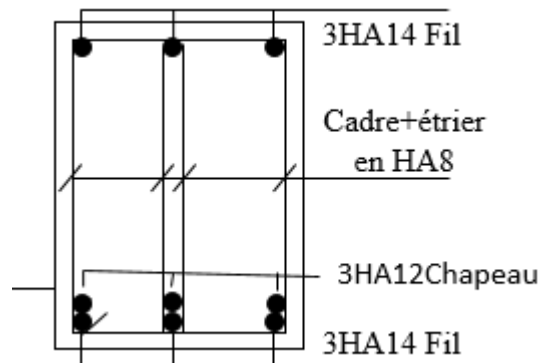
Tableau VI.2.13. Récapitulatif de ferraillage des poutres.

VI.6. Schéma de ferraillage des poutres :

➤ Poutres principales :

✓ En travée :

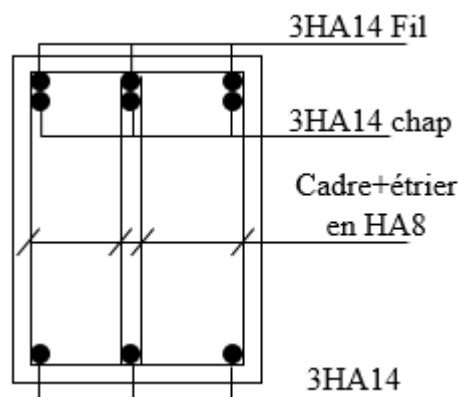
- Armatures longitudinales : 3HA14 + 3HA12 chapeau.
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8 + étrier en HA8 = 4HA8.



VI.2.4. Ferraillage en travée d'une poutre principale.

✓ Aux appuis :

- Armatures longitudinales : 3HA14+3HA14.chapeau.
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8 + étrier en HA8 = 4HA8



VI.2.5. Ferraillage aux appuis d'une poutre principale

Poutres secondaires :

✓ **En travée :**

- Armatures longitudinales : 3HA14+3HA12 chapeau
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8 + étrier en HA8 = 4HA8.

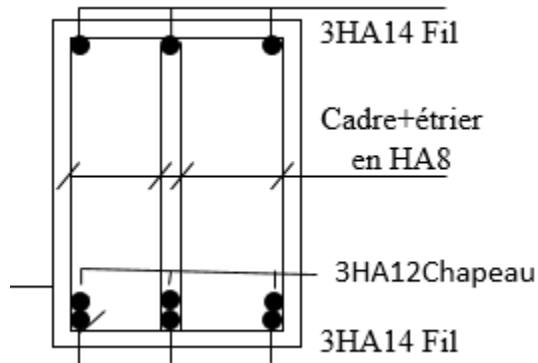


Figure VI.2.6. Ferraillage en travée d'une poutre secondaire.

✓ **Aux appuis :**

- Armatures longitudinales : 3HA14+3HA14.chapeau
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8 + étrier en HA8 = 4HA8

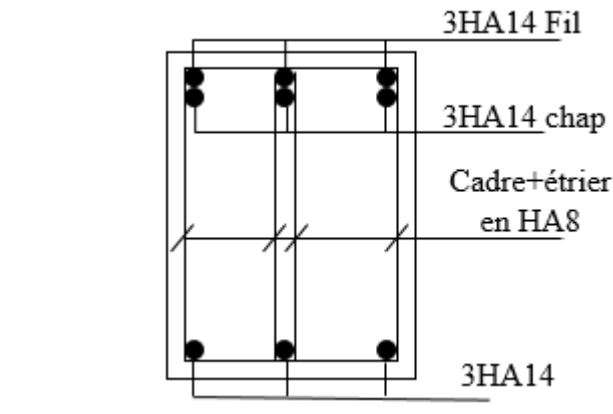


Figure VI.2.5. Ferraillage aux appuis d'une poutre secondaire.

➤ **Poutres de chaînage :**

✓ **En travée :**

- Armatures longitudinales : 3HA12.
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8 + étrier en HA8 = 4HA8.

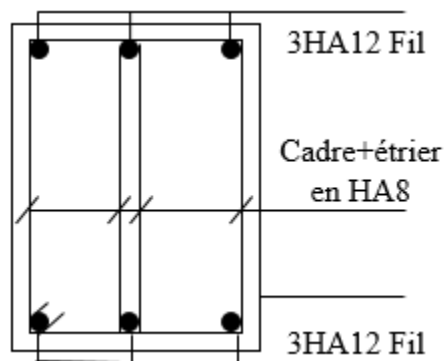


Figure VI.2.8. Ferraillage en travée d'une poutre de chaînage.

✓ Aux appuis :

- Armatures longitudinales : 3HA12.
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8 + étrier en HA8 = 4HA8

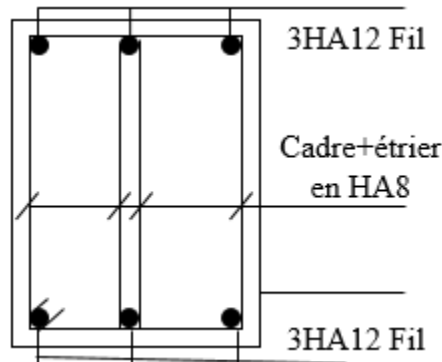


Figure VI.2.9. Ferraillage aux appuis d'une poutre de chaînage.

➤ Poutres palières :

✓ En travée :

- Armatures longitudinales : 3HA14.
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8 + étrier en HA8 = 4HA8.

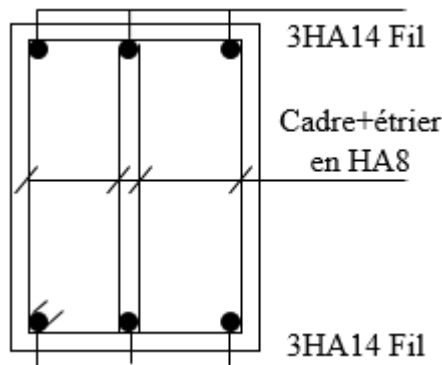


Figure VI.2.10. Ferraillage en travée d'une poutre palière.

✓ Aux appuis :

- Armatures longitudinales : 3HA14.
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8 + étrier en HA8 = 4HA8

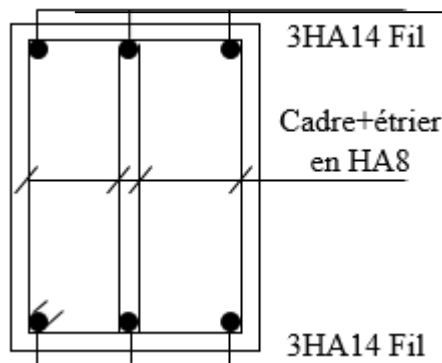


Figure VI.2.11. Ferraillage aux appuis d'une poutre palière.

VI.3. Ferrailage des voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures de montages.

Comme pour les poteaux nous allons dans ce cas subdiviser le Bâtiment en 4 zones :

Zone I : RDC

Zone II : 1,2^{ème} étage.

Zone III : 3, 4,5^{ème}, étage.

Zone IV : 6, 7, 8,9^{ème} étage.

VI.3.1. Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35 G + 1,5 Q \\ G + Q \end{array} \right\} \text{ Selon le BAEL 91}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right\} \text{ Selon le RPA version 2003}$$

Dans notre projet on a introduit les voiles dans les deux directions :

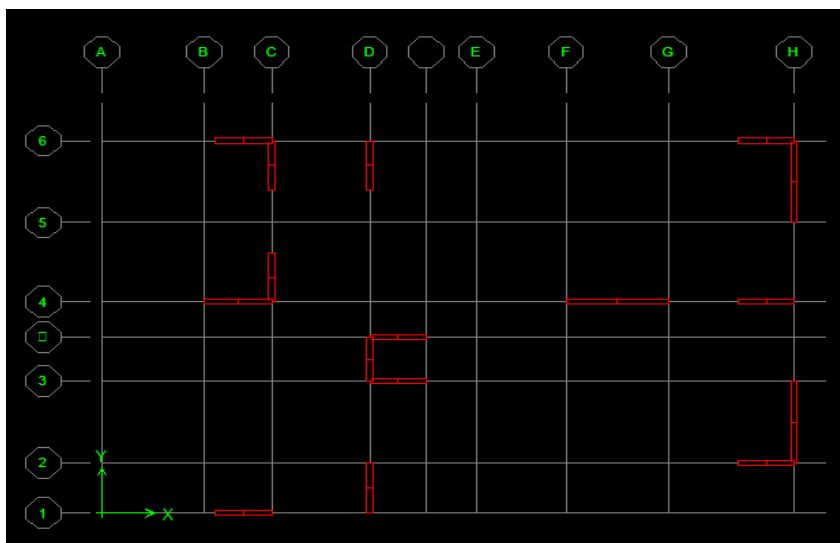


Figure VI.3.1. La numérotation des voiles dans l'ETABS.

VI.3.2. Exposé de la méthode :

La méthode utilisée pour ferrailer les voiles, est la méthode de la **RDM**. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

B : section du voile.

I : moment d'inertie du voile.

V et V' : bras de levier (distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée).

Avec : $V = V' = \frac{L}{2}$

L : longueur du voile.

Remarque :

Dans notre cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du logiciel.

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

$$d = \frac{L_t}{2}$$

Avec :

h_e : La hauteur entre nus de plancher du voile considéré.

L_c : La longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

L : Longueur du voile.

L_t : La longueur de la zone tendue.

$$L_t = L - L_c$$

VI.3.3. Détermination des diagrammes de contraintes :

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (**S.E.C**)
- Section entièrement tendue (**S.E.T**)
- Section partiellement comprimé (**S.P.C**)

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

VI.3.4. Détermination des armatures :

a. Armatures verticales :

Section	Diagramme des contraintes	L'effort normal N_i	L'effort normal N_{i+1}
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times \frac{L_t}{2} \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times \frac{L_t}{2} \times e$
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times \frac{L_t}{2} \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times \frac{L_t}{2} \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times \frac{L_t}{2} \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times \frac{L_t}{2} \times e$
Section	Armatures verticales		
S.E.T	$A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{t28}}{\sigma_s}$		
S.E.C	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$		
S.P.C	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$		

Tableau VI.3.2. Tableau des armatures verticales

Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure, la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets). On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance $\left[\frac{L}{10}\right]$ de chaque extrémité et il doit être au plus égale à 15 cm.

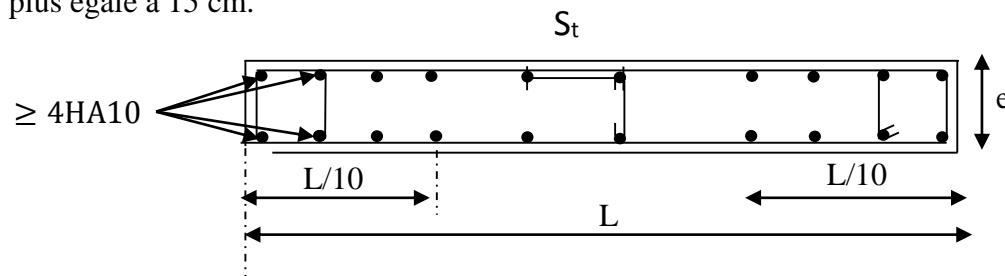


Figure VI.3.2. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

Les barres verticales des zones extrêmes, sont ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile formant ainsi des potelets.

b. Armatures minimales :

- **Compression simple (Art A.8.1 ; 21 /BAEL91 modifié99) :**

$A_{\min} > 4\text{cm}^2/\text{ml}$, par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures.

$$0,2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5\%$$

Avec :

B : section du béton comprimée.

- **Traction simple (Art A.4.2.1/ BAEL91modifié99):**

$$A_{\min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu (**Art.7.7.4.1 RPA 99/2003**).

$$A_{\min} \geq 0.2\% B$$

c. Armatures horizontales :

- ✓ **D'après le BAEL :**

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec :

A_V : Section des armatures verticales.

- ✓ **D'après le RPA :**

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de $10\emptyset$. (**Art 7.7.4.2 RPA99/2003**).

Les armatures horizontales sont disposées vers l'extérieur dans chaque nappe d'armatures.

d. Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales (Art 7.7.4.3 RPA99/2003) :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- A_V et $A_H > 0,15\% B$Globalement dans la section du voile.
- A_V et $A_H > 0,10\% B$en zone courante.

Avec :

B : section du béton.

Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq 1,5a \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{cases}$$

Avec : $a = 25 \text{ cm}$: épaisseur du voile.

Dans notre cas :

$$S_t \leq \min \{37,5 \text{ cm}, 30\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Longueur de recouvrement :

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- ✓ $40\emptyset$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ✓ $20\emptyset$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Diamètre maximale :

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales à l'exception des armatures des potelets doit être inférieur ou égale au $1/10$ de l'épaisseur du voile.

$$\emptyset \leq 0,1a = 0,1 \times 250 = 25 \text{ mm.}$$

MMP

e. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles (au moins 4 épingles par m^2), dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

f. Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1,4V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

- ✓ Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VI.3.5. Les vérifications :

- **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :

N_s : L'effort normal appliqué.

B : section du béton.

A : section des armatures adoptées (verticales).

$\bar{\sigma}_b$: Contrainte admissible.

- **Vérification de la contrainte limite de cisaillement :**

D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifié 99) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement $\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA}\right)$

D'après (Art 7.7.2 RPA 99/2003) :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1,4V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

b : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile ($d= 0,9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

VI.3.6. Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage des voiles de longueur $L = 3,35 \text{ m}$ sur la zone 1, (VT1, VT2, VT1, VT2, VT3,VT20).

Caractéristiques géométriques :

L(m)	e(m)	B (m ²)	I (m ⁴)
3,35	0,20	0,67	0,62

Tableau VI.3.3. Caractéristiques géométriques

Sollicitations de calcul :

$$N^{\max} = -2482,45 \text{ KN} \rightarrow M^{\text{corr}} = 657,09 \text{ KN.m} \rightarrow V_u = 232,37 \text{ KN}$$

$$N^{\min} = 420,37 \text{ KN} \rightarrow M^{\text{corr}} = 681,029 \text{ KN.m} \rightarrow V_u = 248,78 \text{ KN}$$

$$N^{\text{corr}} = -352,76 \text{ KN} \rightarrow M^{\max} = 2127,361 \text{ KN.m} \rightarrow V_u = 532,47 \text{ KN}$$

$$N_s = 1206,98 \text{ KN}$$

1^{er} cas : $N = N^{\max} = -2482,45 \text{ KN}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M.V}{I} = \frac{-2482,45}{1} + \frac{657,09 \times 1,675}{0,62} = -1947,035 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M.V'}{I} = \frac{-4877,74}{1} - \frac{3148,773 \times 2}{0,62} = -5463,41 \text{ KN/m}^2$$

2^{ème} cas : $N = N^{\min} = 420,37 \text{ KN}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M.V}{I} = \frac{420,37}{1} + \frac{681,029 \times 1,675}{0,62} = 2449,66 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M.V'}{I} = \frac{420,37}{1} - \frac{681,029 \times 1,675}{0,62} = -1194,82 \text{ KN/m}^2$$

3^{ème} cas : $M = M^{\max} = 2127,361 \text{ KN}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M.V}{I} = \frac{-352,76}{1} + \frac{2127,361 \times 1,675}{0,62} = 5165,70 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M.V'}{I} = \frac{-352,76}{1} - \frac{2127,361 \times 2}{0,62} = -6218,72 \text{ KN/m}^2$$

1^{er} cas :

a. Largeur de la zone comprimée « L_c » et de la zone tendue « L_t » :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{1947,035}{1947,035 + 5463,41} \times 3,35 = 0,88 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 3,35 - 0,88 = 2,47 \text{ m}$$

b. Détermination des efforts normaux :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_t \left(L_t - \frac{L_t}{2} \right)}{L_t} = \frac{1947,035 \times (2,47 - 1,235)}{2,47} = 973,51 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_t + \sigma_1}{2} \times \frac{L_t}{2} \times e = \frac{1947,035 + 973,51}{2} \times 1,235 \times 0,20 = 360,68 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times \frac{L_t}{2} \times e = \frac{1947,035}{2} \times 1,235 \times 0,20 = 240,47 \text{ KN}$$

c. Calcul des armatures verticales :

$$A_{SV1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{360,68}{348 \times 10^{-1}} = 10,36 \text{ cm}^2$$

$$A_{SV2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{240,47}{348 \times 10^{-1}} = 6,9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A'_{SV} = A_{SV1} + A_{SV2} = 10,36 + 6,9 = 17,26 \text{ cm}^2$$

2^{ème} cas :**a. Largeur de la zone comprimée « L_c » et de la zone tendue « L_t » :**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{2449,66}{2449,66 + 1194,82} \times 3,35 = 2,25 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 4,00 - 2,25 = 1,1 \text{ m}$$

b. Détermination des efforts normaux :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_t \left(L_t - \frac{L_t}{2} \right)}{L_t} = \frac{2449,66 \times (1,1 - 0,55)}{0,82} = 1224,83 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_t + \sigma_1}{2} \times \frac{L_t}{2} \times e = \frac{2449,66 + 1224,83}{2} \times 0,55 \times 0,20 = 202,096 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times \frac{L_t}{2} \times e = \frac{1224,83}{2} \times 0,55 \times 0,20 = 67,36 \text{ KN}$$

c. Calcul des armatures verticales :

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{\frac{L_t}{2} \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\%B \right)$$

$$= \max \left(\frac{0,55 \times 0,20 \times 2,1 \times 10^4}{400}; 0,002 \times 0,55 \times 0,20 \times 10^4 \right)$$

$$A_{\min} = \max (5,8 ; 2,2) = 5,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A''_{SV} = 5,8 \text{ cm}^2$$

3^{ème} cas :**a. Largeur de la zone comprimée « L_c » et de la zone tendue « L_t » :**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{5165,70}{5165,70 + 6218,72} \times 3,35 = 1,52 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 3,35 - 1,52 = 1,83 \text{ m}$$

b. Détermination des efforts normaux :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_t \left(L_t - \frac{L_t}{2} \right)}{L_t} = \frac{5165,70 \times (1,83 - 0,915)}{1,83} = 2582,85 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_t + \sigma_1}{2} \times \frac{L_t}{2} \times e = \frac{5165,70 + 2582,85}{2} \times 0,915 \times 0,20 = 708,88 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times \frac{L_t}{2} \times e = \frac{2582,85}{2} \times 0,915 \times 0,20 = 236,33 \text{ KN}$$

c. Calcul des armatures verticales :

$$A_{SV1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{708,88}{348 \times 10^{-1}} = 20,37 \text{ cm}^2$$

$$A_{SV2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{236,33}{348 \times 10^{-1}} = 6,79 \text{ cm}^2$$

Donc : $A'''_{SV} = A_{SV1} + A_{SV2} = 20,37 + 6,79 = 27,16 \text{ cm}^2$

Finalemment : $A_{SV} = \max(A'_{SV}; A''_{SV}; A'''_{SV}) = (17,26 ; 5,8 ; 27,16) = 27,16 \text{ cm}^2$

Les armatures de couture :

$$A_{Vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} = 1,1 \times \frac{532,47 \times 1,4}{400 \times 10^{-1}} = 20,50 \text{ cm}^2$$

$$A_{Vj\text{voile}} = 20,50 \text{ cm}^2 \longrightarrow L_{\text{voile}} = 3,35 \text{ m}$$

$$A_{VjLT} = ? \longrightarrow L_T = 1,83 \text{ m}$$

D'où : $A_{VjLT} = \frac{20,50 \times 1,83}{3,35} = 11,198 \text{ cm}^2$

Calcul de la section totale :

- $A_{ST} = A_{SV} + A_{VjLT} = 27,16 + 11,198 = 38,36 \text{ cm}^2$

Ferrailage adopté :

	Section total	Ferrailage adoptée	Espacement
1 ^{er} nappe	$A_1 = 19,18 \text{ cm}^2$	$2 \times 7\text{HA}14 = 21,56 \text{ cm}^2$	$S_t = 13 \text{ cm}$
2 ^{ème} nappe	$A_2 = 19,18 \text{ cm}^2$	$2 \times 7\text{HA}14 = 21,56 \text{ cm}^2$	$S_t = 13 \text{ cm}$

Tableau VI.3.4. Ferrailage adopté.

d. Armatures horizontales :

- D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{21,56}{4} = 5,39 \text{ cm}^2$
- D'après le RPA : $A_H \geq 0,15\%B = 0,0015 \times 20 \times 335 = 10,05 \text{ cm}^2$

$$A_H(Lt) = \frac{15 \times L_t}{L} = \frac{15 \times 183}{335} = 8,19 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_H = 5,39 \text{ cm}^2$.

Soit : $2 \times 4HA12 = 9,04 \text{ cm}^2 / 1\text{m de hauteur ; avec } S_H = 25 \text{ cm.}$

e. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec HA8. (4HA8)

VI.3.8. Les vérifications :✓ **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5 e, 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$$

$$S_t = 11 \text{ cm et } 11 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

$$S_H = 25 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{1206,98 \times 10^3}{0,67 \times 10^6 + 15 \times 21,56 \times 10^2} = 1,72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,72 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

✓ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

Selon le RPA 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 532,47 \times 10}{20 \times 0,9 \times 335} = 1,24 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 4,2 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 4,2 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

D'après le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{532,47 \times 10}{20 \times 0,9 \times 335} = 0,88 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,8 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,88 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,8 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI.3.9. Les résultats de calcul se résument dans les tableaux suivants :

Voile de longueur L = 3,35 m (VT1.....VT20) :

Zone	Armatures verticales									Armatures horizontales				Vérification des constructions					
	Asv	Avj	AST	AST /nappe	A _{min}	As	Choix des barres	As adp	S _t	A _H /Nappe	Choix des barres	A _H adp	S _t	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 4,2\text{MPa}$		$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 3,8\text{MPa}$		$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	
														τ_b	Obs	τ_b	Obs	σ_{bc}	Obs
Zone I	27,16	11,20	38,36	19,18	9,60	19,18	2×7HA14	21,56	13	5,39	2×3HA12	6,78	17	1,24	CV	0,88	CV	1,72	CV
Zone II	23,06	11,82	34,88	17,44	10,34	17,44	2×7HA14	21,56	14	5,39	2×3HA12	6,78	17	1,20	CV	0,86	CV	1,65	CV
Zone III	14,75	6,66	21,40	10,70	6,405	10,70	2×5HA12	11,3	12	2,825	2×3HA12	6,78	17	1,40	CV	0,79	CV	1,38	CV
Zone IV	5,47	8,28	13,75	6,79	11,07	6,79	2×5HA12	11,3	20	2,825	2×3HA12	6,78	17	0,57	CV	0,79	CV	0,83	CV

Tableau. Ferraillage des voiles de longueur L = 3,35 m.

Voile de longueur L = 2m (VL01...VL50, VT01.....VT40) :

Zone	Armatures verticales									Armatures horizontales				Vérification des constructions					
	A _{sv}	A _{vj}	A _{st}	A _{st} /nappe e	A _{min}	A _s	Choix des barres	A _s adp	S _t	A _H /nappe	Choix des barres	A _H adp	S _t	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 4,2\text{MPa}$		$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 3,8\text{MPa}$		$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	
														τ_b	Obs	τ_b	Obs	σ_{bc}	Obs
Zone I	25,03	7,62	32,68	16,33	5,25	16,33	9HA16	18,10	11	4,525	2×3HA12	6,78	17	0,56	CV	0,39	CV	3,16	CV
Zone II	20,08	10,29	30,33	15,19	6,0375	15,19	2×5HA14	15,4	11	3,85'	2×3HA12	6,78	17	0,90	CV	1,29	CV	3,08	CV
Zone III	10,88	7,7	18,6	9,29	6,1425	9,29	2×5HA12	11,3	11	2,32	2×3HA12	4,02	17	1,32	CV	0,94	CV	2,69	CV
Zone IV	7,67	5,15	12,82	6,41	4,305	6,41	2×4HA12	9,05	11	1,695	2×3HA12	4,02	17	0,0147	CV	0,0105	CV	1,69	CV

Tableau. Ferraillage des voiles de longueur L = 2 m

CHAPITRE VII

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure, ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut s'exercer dans différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, les principaux types de fondations superficielles sont :

- Les semelles continues sous murs.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

VII.1. Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.
- Profondeur du bon sol.
- Le mode constructif de la structure.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la superstructure : L'économie.

Vu qu'on ne dispose pas d'un rapport géotechnique nous avons supposé que la construction sera fondée sur un site meuble d'une contrainte admissible $\sigma_{\text{sol}} = 2$ bars.

VII.2. Dimensionnement :

A. Semelle filante :

1. Dimensionnement des semelles filantes sous voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N , données par la condition la plus défavorable.

Avec : $N_s = G + Q$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{G + Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \cdot L} \leq B$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

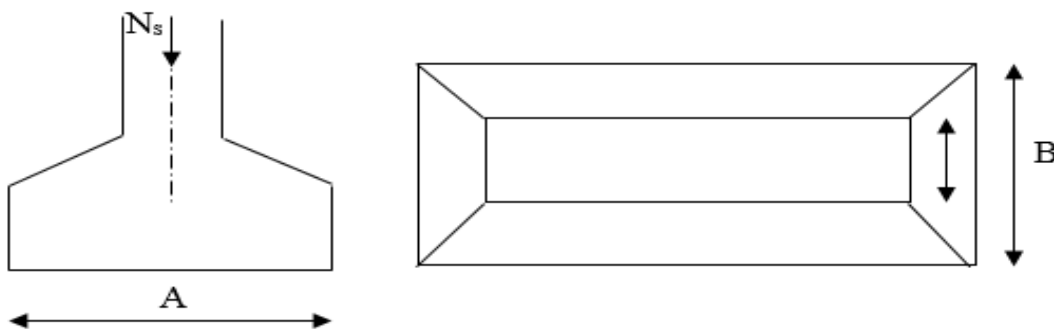


Figure VII.1. Semelle filante sous voile

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VII.1. Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

Voiles	N_s (KN/ml)	L (m)	B (m)	$S = B \times L$ (m ²)
VL ₁	1074,33	2	2,68	5,36
VL ₂	1135,43	2,40	2,36	5,664
VL ₃	1305,96	3,65	1,8	6,57
			ΣS	17,594

Voiles	N _s (KN/ml)	L (m)	B (m)	S = B × L (m ²)
VT ₁	1178,06	2	2,94	5,88
VT ₂	1016,58	1,8	2,82	5,076
VT ₃	955,44	3,35	1,43	4,79
			ΣS	15,716

Tableau VII.2. Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal).

$$S_v = \sum S_i = 33,28 \text{ m}^2$$

Avec : S_v : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

2. Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

- Hypothèses de calcul :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

- Etape du calcul :

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$.

- Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

e_i : Position de N_i par rapport au centre de la file considérée.

- Détermination de la distribution par (mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$e < \frac{L}{6}$ → Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6}$ → Répartition triangulaire.

Avec L : longueur du bâtiment.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \quad q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) \quad \text{et} \quad q \left(\frac{L}{4} \right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

- Détermination de largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q(\frac{L}{4})}{\sigma_{\text{sol}}}$

- Exemple de calcul :

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux : fil de poteaux le plus sollicité (1).

Donc on fera le calcul sur le portique longitudinal. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3. Résultante des charges sous poteaux.

Poteaux	N _S (KN)	M _S (KN.m)	e _i (m)	N _S × e _i
A	83,28	10,25	20,35	1028,151
B	800,63	-4,96	8,7	6965,48
C	587,44	3,099	6,3	3700,87
D	867,02	1,84	2,8	2427,656
E	1100,42	-1,553	-1	-1180,42
F	1111,26	1,74	-4,2	-4667,29
G	1158,28	3,46	-7,85	-9092,49
H	745,71	-5,23	12,35	-9209,5
Total	R = ∑ N _i = 6534,04	∑ = -8,696		∑ = -10027,543

La charge totale transmise par les poteaux est : R = ∑ N_i = 6534,04 KN

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{161,08 - 13,035}{6962,15} = 1,54 \text{ m}$$

Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = 0,02 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = \frac{25}{6} = 4,16 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

Les contraintes sous la semelle sont :

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{6534,04}{25} \left(1 - \frac{6 \times 1,54}{25}\right) = 164,77 \text{ KN/m.}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{6534,04}{25} \left(1 + \frac{6 \times 1,54}{25}\right) = 355,43 \text{ KN/m.}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{6534,04}{25} \left(1 + \frac{3 \times 1,54}{25}\right) = 309,66 \text{ KN/m.}$$

Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{309,66}{200} = 1,548 \text{ m.}$$

On prend B = 1,55 m.

On aura donc : S = B × L = 1,55 × 25 = 38,75 m²

La surface totale occupée par la semelle filante sous poteaux :

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_t = n S_p + S_v$$

$$S_t = 5 \times 38,75 + 33,26$$

$$S_t = 226,76 \text{ m}^2$$

La surface totale du bâtiment : $S_{\text{bat}} = 25 \times 15,65 = 391,25$

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est :

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{226,76}{391,25} = 0,58$$

La surface totale des semelles représente 58% de la surface du bâtiment.

Donc : $S_t > 50\% S_{\text{bat}}$

Remarque :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles, occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général qui offrira :

- Une facilité de coffrage.
- Une rapidité d'exécution.
- Présentera une grande rigidité.
- Permettra une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire)
- Evitera les tassements différentiels important.

VII.3. Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

VII.3.1. Pré-dimensionnement du radier :

- **Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\text{min}} \geq 25 \text{ cm}$)

- **Selon la condition forfaitaire :**

Sous voiles :

$$\frac{L_{\text{max}}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\text{max}}}{5}$$

h : épaisseur du radier.

L_{\max} : la plus grande portée.

$$\frac{450}{8} \leq h \leq \frac{450}{5} \rightarrow 56,25 \leq h \leq 90 \text{ cm}$$

On prend : **$h = 80 \text{ cm}$**

Sous poteaux :

1. La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d > \frac{L_{\max}}{20}, \text{ avec un minimum de } 25\text{cm.}$$

$$h_d > \frac{450}{20} = 22,5 \text{ m Soit } \mathbf{h_d = 30 \text{ cm}}$$

2. Nervure (poutre) :

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n > \frac{L_{\max}}{10} = \frac{450}{10} = 45 \text{ cm Soit } \mathbf{h_n = 80 \text{ cm}}$$

La nervure du radier doit avoir une largeur :

$$0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n \rightarrow 32 \leq b_n \leq 56 \text{ Soit } \mathbf{b_n = 55 \text{ cm}}$$

3. Dalle flottante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$\frac{450}{50} \leq h_t \leq \frac{450}{40} \rightarrow 9 \text{ cm} \leq h_{jt} \leq 11,25 \text{ cm Soit } \mathbf{h_t = 10 \text{ cm}}$$

Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \frac{3 \cdot K}{E}}$$

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 1m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée E = 10818,86 MPa.

L_{\max} : Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

$$D'où: h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,50\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,91 \text{ m.}$$

D'après ces conditions de la vérification de la longueur élastique ; On opte pour **h = 95 cm**

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 80 \text{ cm}$Hauteur de la nervure.

$b_n = 55 \text{ cm}$Largeur de la nervure.

$h_d = 30 \text{ cm}$Hauteur de la dalle.

VII.3.2. Détermination des sollicitations :

La charge permanente : G = 38889KN.

La surcharge d'exploitation : Q = 6025,85 KN.

Combinaison d'actions :

ELU : $N_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 61540,22 \text{ KN}$.

ELS : $N_s = G + Q = 44915,8 \text{ KN}$.

VII.3.3. Détermination de la surface du radier :

$$\text{ELU : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \cdot \sigma_{\text{sol}}} = \frac{61540,22}{1,33 \times 200} = 231,35 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{44915,8}{200} = 224,6 \text{ m}^2$$

La surface nécessaire du radier :

$$S_{\text{radier}} = \max(S_{\text{radier}}^{\text{ELU}}; S_{\text{radier}}^{\text{ELS}})$$

$$S_{\text{radier}} = 231,35 \text{ m}^2$$

$$D'où : S_{\text{batiment}} = 391,25 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 231,35 \text{ m}^2$$

Remarque :

Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \left(\frac{80}{2}; 30 \text{ cm}\right).$$

On prend : $L_{\text{déb}} = 50 \text{ cm}$.

$$S_{\text{déb}} = (15,65 + 25) \times 2 \times 0,40 = 32,52 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}}$$

$$S_{\text{radier}} = 391,25 + 32,52 = 423,77 \text{ m}^2.$$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{radier}} = 423,77 \text{ m}^2$.

VII.3.4. Détermination des efforts à la base du radier :

1. Poids du radier :

$G_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (T.V.O)} + \text{poids de la dalle flottante}$

Poids de la dalle :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b = 423,77 \times 0,3 \times 25 = 3178,275 \text{ KN}$$

Poids de la nervure :

$$P_{\text{nervure}} = b_n (h_n - h_d) \rho_b (L_x \times n + L_y \times m) = 0,55 \times (0,8 - 0,3) \times (25 \times 5 + 15,65 \times 8) \times 25$$

$$P_{\text{nervure}} = 1720,125 \text{ KN}$$

Poids de T.V.O :

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) (h_n - h_d) \rho_{\text{TVO}}$$

$$P_{\text{TVO}} = (423,77 - 250,2) \times (0,8 - 0,3) \times 17 = 3040,875 \text{ KN}$$

$$\text{Sachant que : } S_{\text{ner}} = b_n \cdot l_x \cdot n + b_n \cdot l_y \cdot m = 0,55 \times (25 \times 8 + 19,9 \times 6) = 2432,36 \text{ m}^2$$

Poids de la dalle flottante :

$$P_{\text{df}} = S_{\text{rad}} \times e_{\text{pdf}} \times \rho_b$$

$$P_{\text{df}} = 423,77 \times 0,1 \times 25 = 1059,425 \text{ KN}$$

$$G_{\text{rad}} = 1059,43 + 2432,36 + 1720,13 + 3178,275 = 8390,19 \text{ KN}$$

Donc : Le poids totale du radier $G_{\text{rad}} = 8390,19 \text{ KN}$

2. Poids total de l'ouvrage :

Poids du bâtiment : $G_{\text{bat}} = 38889,95 \text{ KN}$.

Poids totale du radier : $G_{\text{rad}} = 8390,19 \text{ KN}$

$$G_{\text{tot}} = G(\text{superstructure}) + G(\text{infrastructure}) = 47280,14 \text{ KN}$$

- Charges d'exploitation totale Q_{tot} :

$$Q_{\text{bat}} = 6025,85 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q (\text{Superstructure}) + Q (\text{infrastructure}) = 6025,85 + (3,5 \times 423,77) = 7509,045 \text{ KN}$$

3. Combinaison d'actions :

- A l'état limite ultime :

$$N_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 47280,14 + 1,5 \times 7509,05 = 80546,86 \text{ KN.}$$

- A l'état ultime de service : $N_s = G + Q = 47280,14 + 7509,05 = 54789,19 \text{ KN.}$

VII.3.5. Vérification :

1) Vérification à la contrainte de cisaillement (BAEL91 Art A.5.1.1) :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,25 \text{ MPa.}$$

$$b = 1 \text{ m} ; d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \cdot 0,3 = 0,27 \text{ m}$$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{75091,764 \times 1}{423,77} \times \frac{450}{2} = 398,7 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{398,7 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,48 \text{ MPa.} < \bar{\tau}_u = 2,25 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifié}$$

2) Vérification de la stabilité du radier :

a) Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 12,5 \text{ m} ; Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 7,83 \text{ m.}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

b) Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{25 \times 15,65^3}{12} = 7985,49 \text{ m}^4 ; \quad I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{15,65 \times 25^3}{12} = 20377,60 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.

- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec : $M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$

Ainsi on doit vérifier que :

A l'ELU : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{sol}$

A l'ELS : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

Avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$

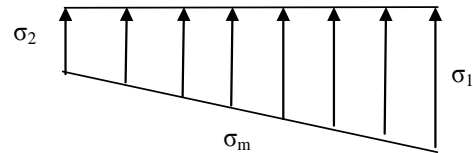


Figure VIII-3 : Diagramme des contraintes du sol

Figure VIII.2. Diagramme des contraintes.

Effort normal :

$N_u = 54789,19 \text{ KN}, \quad N_s = 75091,764 \text{ KN}$

Calcul des moments : $M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$

$M_x = 67732,603 + (3256,34 \times 0,85) = 70500,492 \text{ KN.m}$

$M_y = 44390,097 + (3173,29 \times 0,85) = 47087,4 \text{ KN.m}$

Sens longitudinal:

▪ **A l'ELU :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{54789,19}{423,77} + \frac{70500,492}{7985,49} \times 12,5 = 287,56 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{54789,19}{423,77} - \frac{70500,492}{7985,49} \times 12,5 = 66,84 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 287,56 + 66,84}{4} = 232,66 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2 \quad \longrightarrow \text{CV}$$

▪ **A l'ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{5789,603}{423,77} + \frac{70500,492}{7985,49} \times 12,5 = 239,65 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{5789,603}{423,77} - \frac{70500,492}{7985,49} \times 12,5 = 18,93 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 239,65 + 18,93}{4} = 184,47 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{CV}$$

Sens transversal :

▪ **A l'ELU :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{yy}} \times V = \frac{5789,603}{423,77} + \frac{44390,097}{20377,60} \times 9,95 = 206,08 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{yy}} \times V = \frac{5789,603}{423,77} - \frac{44390,097}{20377,60} \times 9,95 = 148,31 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 206,08 + 148,31}{4} = 191,63 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{CV}$$

▪ **A l'ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{yy}} \times V = \frac{5789,603}{423,77} + \frac{44390,097}{20377,60} \times 9,95 = 158,17 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{yy}} \times V = \frac{5789,603}{423,77} - \frac{86270,405}{20377,60} \times 9,95 = 100,41 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 158,17 + 100,14}{4} = 143,73 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{CV}$$

- Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	ELU				ELS				Obs
	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	σ_m (MPa)	$1,33 \sigma_{sol}$	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	σ_m (MPa)	σ_{sol}	
X-X	287,56	66,84	232,66	266	239,65	18,93	184,47	200	OK
Y-Y	206,08	148,31	191,63	266	158,17	100,41	143,73	200	OK

3) Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non- soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$P \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S_{rad}$$

Avec :

P : Poids total à la base du radier, $P = 8390,19 \text{ KN}$.

Fs : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement, $F_s = 1,5$.

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/ m}$).

Z : profondeur de l'infrastructure ($h = 1,10 \text{ m}$).

S : surface du radier, ($S = 533,42 \text{ m}^2$).

Fs. γ . Z. S = $1,5 \times 10 \times 0,85 \times 423,77 = 6992,205 \text{ KN}$.

Donc : $P = 8390,19 \text{ KN} > 6992,205 \text{ KN}$ \longrightarrow **Condition vérifiée.**

✓ Pas de risque de soulèvement.

VII.3.6. Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage du radier qui est constitué de panneaux de dalles continues, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL91 pour les dalles continues constituées de panneaux rectangulaires considérées comme encastres sur leurs bords, le calcul s'effectue par la méthode suivante :

1) Panneaux encastres sur 4 appuis :

On distingue deux cas :

1^{er} Cas : Si $\alpha < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{oy} = 0$$

2^{eme} Cas : Si $\alpha \leq 0,4 \leq 1$ 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 donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$; $L_x < L_y$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en œuvre, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en faisant les calculs sur le panneau le plus sollicité.

2) Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,50}{5,40} = 0,65 .$$

$0,4 \leq \rho \leq 1$ donc la dalle travaille dans les deux sens.

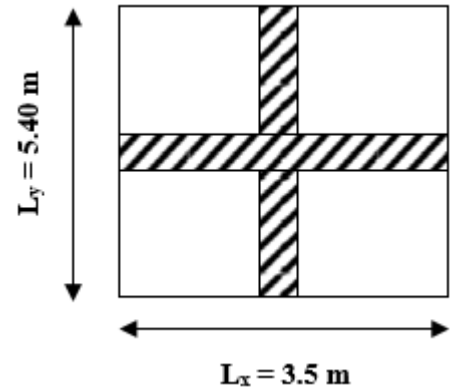


Figure VII.3. Le panneau le plus sollicité.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_M^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

- A l'ELU

$$q_u = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 191,63 - \frac{8390,19}{423,77} = 171,83 \text{ KN/m}^2 .$$

- A l'ELS

$$q_s = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 143,73 - \frac{8390,19}{423,77} = 123,93 \text{ KN/m}^2 .$$

A. Calcul à l'ELU : (v = 0)

$$\rho = 0,65 . \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0746 \\ \mu_y = 0,369 \end{cases}$$

Evaluation des moments M_x, M_y :

On obtient $M_x = \mu_x . q_u . L_x^2 = 0,0746 \times 171,83 \times 3,35^2 = 143,86 \text{ KN.m}$.

$$M_y = \mu_y . M_{ox} = 0,369 \times 143,86 = 53,08 \text{ KN.m} .$$

Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant des coefficients suivants :

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

- Moment en travée : $0,75M_{ox}$ ou $0,75M_{oy}$.
- Moment sur appuis : $0,5M_{ox}$ ou $0,5M_{oy}$.

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel:

- Moment en travée : $0,85M_{ox}$ ou $0,85M_{oy}$.
- Moment sur appui de rive : $0,3M_{ox}$ ou $0,3M_{oy}$.
- Moment sur appui intermédiaire : $0,5M_{ox}$ ou $0,5M_{oy}$.

- **Moments en travées :**

$$M_t^x = 0,75 M_x = 0,75 \times 143,86 = 107,9 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^y = 0,75 M_y = 0,75 \times 53,08 = 39,81 \text{ KN.m.}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_a^x = -0,5 M_x = -0,5 \times 143,86 = -71,93 \text{ KN.m.}$$

$$M_a^y = -0,5 M_y = -0,5 \times 53,08 = -26,34 \text{ KN.m.}$$

B. Ferrailage :

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml :

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$; $d = 27 \text{ cm}$.

Ferrailage longitudinal suivant le sens x-x :

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{107,9 \cdot 10^3}{100 \cdot 27^2 \cdot 14,2} = 0,104 < 0,392$$

Section simplement armée → Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,104 \rightarrow \beta_u = 0,945$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{107,9 \cdot 10^3}{0,945 \cdot 27 \cdot 348} = 12,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 8HA14 = 12,32 cm², avec un espacement de 12 cm.

Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{71,93 \cdot 10^3}{100 \cdot 27^2 \cdot 14,2} = 0,0694 < 0,392$$

Section simplement armée → Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,0694 \rightarrow \beta_u = 0,9645$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{71,93 \cdot 10^3}{0,9645 \cdot 27 \cdot 348} = 7,94 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 8HA12 = 9,05 cm², avec un espacement de 12 cm.

Ferrailage longitudinal suivant le sens y-y :

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{39,81 \cdot 10^3}{100 \cdot 27^2 \cdot 14,2} = 0,0384 < 0,392$$

Section simplement armée → Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

Sens	Zone	M _u (KN.m)	μ	β	Section	A (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	S _t (cm)
x-x	Travée	107,9	0,104	0,945	SSA	12,05	8HA14 = 12,32	12
	Appuis	71,93	0,0694	0,9645	SSA	7,94	8HA12 = 9,05	12
y-y	Travée	39,81	0,0384	0,981	SSA	4,32	5HA12 = 5,65	20
	Appuis	26,34	0,025	0,9875	SSA	2,84	5HA12 = 5,65	20

$$\mu_u = 0,0384 \rightarrow \beta_u = 0,981$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{39,81 \cdot 10^3}{0,981 \cdot 27.348} = 4,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 5HA12 = 5,65 cm², avec un espacement de 20 cm.

Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{26,34 \cdot 10^3}{100 \cdot 27^2 \cdot 14,2} = 0,025 < 0,392$$

Section simplement armée → Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,025 \rightarrow \beta_u = 0,9875$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{26,34 \cdot 10^3}{0,9875 \cdot 27.348} = 2,84 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 5HA12 = 5,65 cm², avec un espacement de 20 cm.

Les résultats de ferrailage de panneau le plus sollicité sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.4. Résultats des ferrillages.

C. Vérification à l'ELU :

✓ Vérification de la condition de non fragilité : (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99)

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3-\rho}{2} \quad \text{Avec } \rho_0 = 0,0008 \text{ pour HA Fe E400.}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \cdot 100 \cdot 30 \cdot \frac{3 - 0,65}{2} = 2,82 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{Aux appuis: } \begin{cases} A_{ua}^x = 9,05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,82 \text{ cm}^2 \\ A_{ua}^y = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,82 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{En travée: } \begin{cases} A_{ut}^x = 9,05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,82 \text{ cm}^2 \\ A_{ut}^y = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,82 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

✓ Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)

L'espacement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

➤ **Dans le sens xx :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 12 \text{ cm} < 33\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Dans le sens yy :**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 45\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

D. Calcul à l'ELS : ($\nu = 0,2$)

$$\rho = 0,94. \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0801 \\ \mu_y = 0,530 \end{cases}$$

$$q_s = 123,93 \text{ KN/m}^2.$$

Evaluation des moments M_x, M_y :

$$\text{On obtient } M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0801 \times 123,93 \times 3,35^2 = 111,40 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,530 \times 111,40 = 59,04 \text{ KN.m.}$$

• **Moments en travées :**

$$M_t^x = 0,75 M_x = 0,75 \times 111,40 = 83,55 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^y = 0,75 M_y = 0,75 \times 59,04 = 44,28 \text{ KN.m.}$$

• **Moments sur appuis :**

$$M_a^x = -0,5 M_x = -0,5 \times 111,40 = -55,7 \text{ KN.m.}$$

$$M_a^y = -0,5 M_y = -0,5 \times 76,35 = -29,52 \text{ KN.m.}$$

E. Vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes dans le béton:

- **Sens longitudinal :**

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} ; \quad \sigma_{\text{bc}} = K \cdot \sigma_{\text{st}} \leq \overline{\sigma_{\text{bc}}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15\text{MPa.}$$

- **En travées :**

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 12,32}{100 \times 27} = 0,456 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,897 \\ \frac{1}{k_1} = \frac{1}{33,76} = 0,030 \end{cases}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 . d . A_s} = \frac{83,55 \cdot 10^3}{0,897 \cdot 27 \cdot 12,32} = 280,01 \text{ KN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,03 \times 280,01 = 8,4 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

-Aux appuis :

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 9,05}{100 \times 27} = 0,335 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,909 \\ \frac{1}{k_1} = \frac{1}{40,42} = 0,025 \end{cases}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 . d . A_s} = \frac{55,7 \times 10^3}{0,905 \times 27 \times 9,05} = 250,77 \text{ KN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,025 \times 250,77 = 6,27 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens transversal :

-En travées :

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 27} = 0,209 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,926 \\ \frac{1}{k_1} = \frac{1}{52,88} = 0,0189 \end{cases}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 . d . A_s} = \frac{44,28 \times 10^3}{0,926 \times 27 \times 5,65} = 313,46 \text{ KN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,0189 \times 313,46 = 5,92 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

-Aux appuis :

$$\sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 . d . A_s} = \frac{29,52 \times 10^3}{0,926 \times 27 \times 5,65} = 208,97 \text{ KN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,0189 \times 208,97 = 4,75 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Le ferrailage adopté pour la dalle du radier à l'ELU est satisfaisant.

VIII.4. Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur

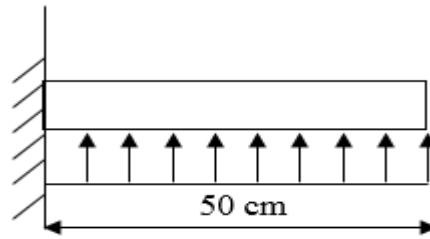


Figure VII.4. Schéma statique du débord.

1) Sollicitation de calcul :

À l'ELU : $q_u = 171,83 \text{ KN/ml}$.

$$M_u = \frac{-q_u \cdot l^2}{2} = \frac{-171,83 \times 0,5^2}{2} = -21,48 \text{ KN.}$$

À l'ELS : $q_s = 123,93 \text{ KN/ml}$.

$$M_s = \frac{-q_s \cdot l^2}{2} = \frac{-123,93 \times 0,5^2}{2} = -15,49 \text{ KN.}$$

2) Calcul des armatures :

$b = 1 \text{ m}$; $d = 27 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{21,48 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,0208.$$

Si $\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ Section simplement armée ($A_s' = 0$)

$$\mu = 0,0208 \rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{21,48 \times 10^3}{0,990 \times 27 \times 348} = 2,31 \text{ cm}^2.$$

Soit : 5HA10 = 3,93 cm², avec un espacement de 20 cm.

3) Vérification à l'ELU:

$$A_{\min} = 0,23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2.$$

$A_u = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$

4) Armatures de répartition :

$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,983 \text{ cm}^2$. On prend 4HA8 = 2,01 cm², avec un espacement de 25 cm.

5) Vérification à l'ELS :

$$\rho_1 = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100.3,93}{100.27} = 0,146 \rightarrow \begin{cases} \alpha_1 = 0,1875 \\ \beta_1 = 0,9375 \end{cases}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 . d . A_s} = \frac{15,49 \times 10^3}{0,9375 \times 27 \times 3,93} = 155,71 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 155,71 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton :

$$K_1 = \frac{1}{15} \cdot \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0,0154$$

$$\sigma_b = K_1 . \sigma_s = 2,39 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 . f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolongées et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

VII.5. Etude de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

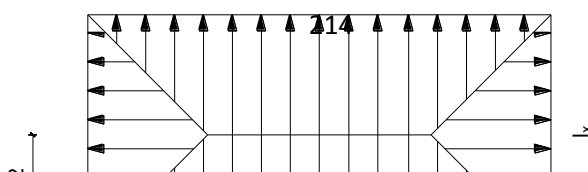
a. Chargement revenant à la nervure :

Cela consiste à trouver la largeur de la 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 diagramme trapézoïdal/triangulaire, dans ce cas le calcul devient classique.

Cas de chargement trapézoïdal :

$$\text{Moment fléchissant : } l_m = l_x \left(0,5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$$

$$\text{Effort tranchant : } l_t = l_x \left(0,5 - \frac{\rho^2}{4} \right)$$



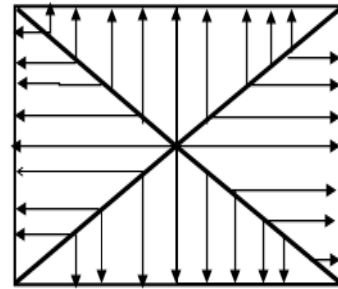


Figure VII.5. Répartition t

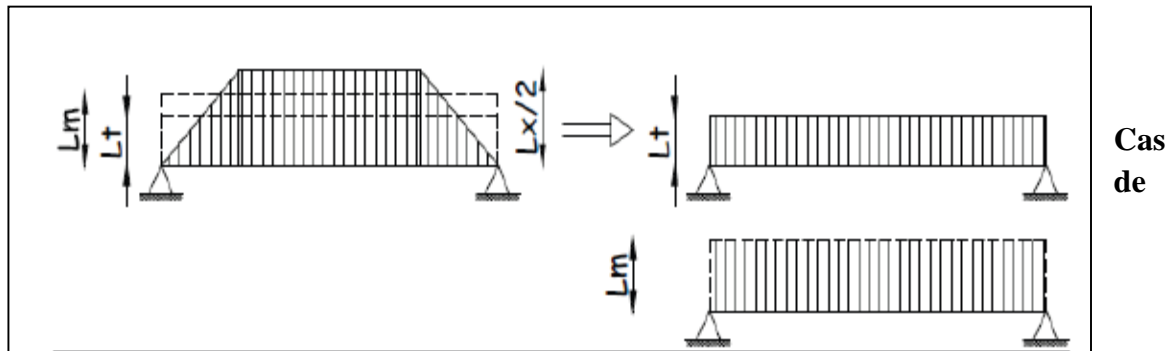


Figure VII.6. Présentation du chargement simplifié

chargement triangulaire :

Moment fléchissant : $l_m = 0.333 \times l_x$

Effort tranchant : $l_t = 0.25 \times l_x$

b. Charges à considérer :

Moment fléchissant :

$$Q_{um} = q_u \times l_m$$

$$Q_{sm} = q_s \times l_m$$

Efforts tranchant :

$$Q_{ut} = q_u \times l_t$$

$$Q_{st} = q_s \times l_t$$

Figure VII.7. Répartition triangulaire.

c. Détermination des charges :

• **ELU :**

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(191,63 - \frac{8390,19}{423,77} - \frac{1720,13}{137,61} \right) = 159,33 \text{ KN/m}^2$$

• **ELS :**

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(143,73 - \frac{8390,19}{423,77} - \frac{21720,13}{137,61} \right) = 111,43 \text{ KN/m}^2$$

d. Détermination des sollicitations :

Pour détermination des efforts, on utilise le logiciel d'ETABS.

Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés ci-après :

- Sens longitudinal :

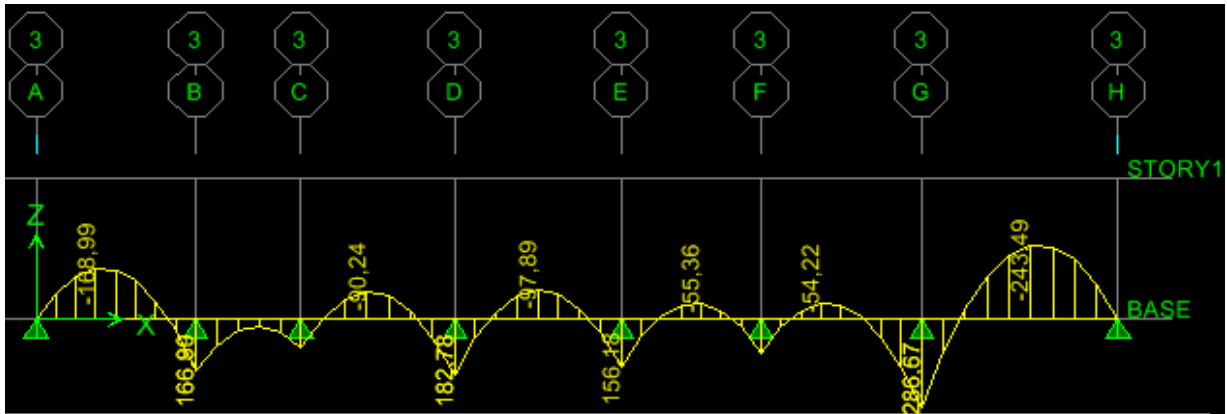


Figure VII.8. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

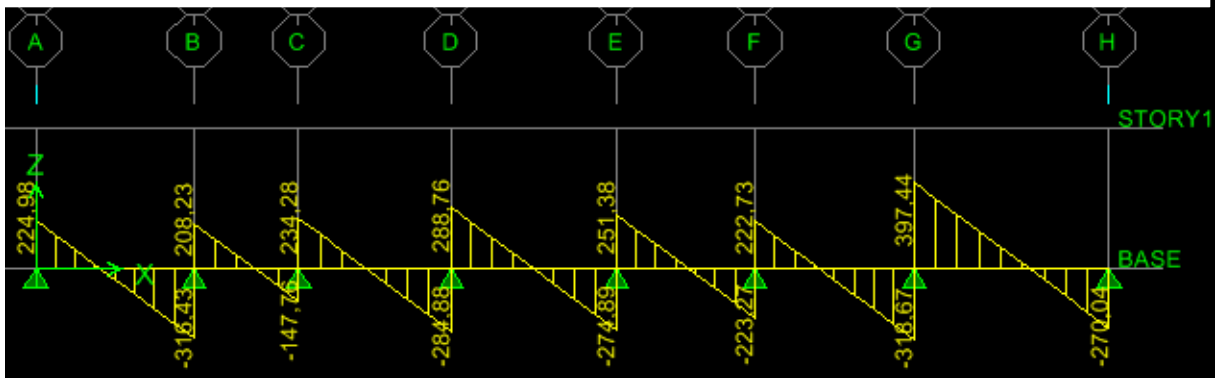


Figure VII.9. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

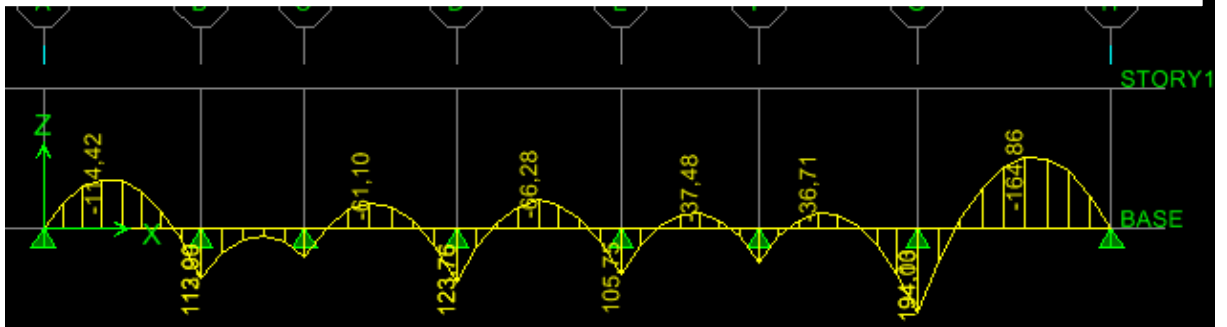


Figure VII.10. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

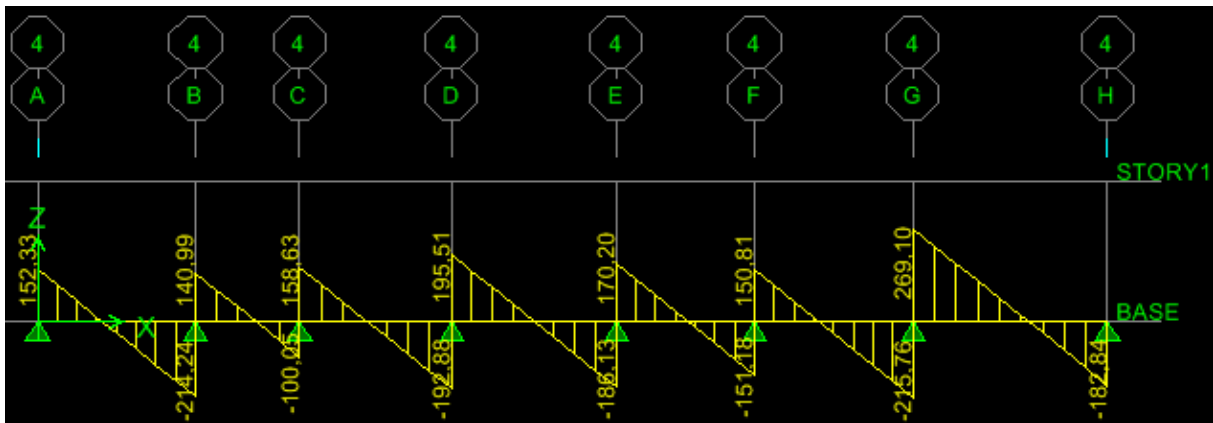


Figure VII.11. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

- Sens transversal :

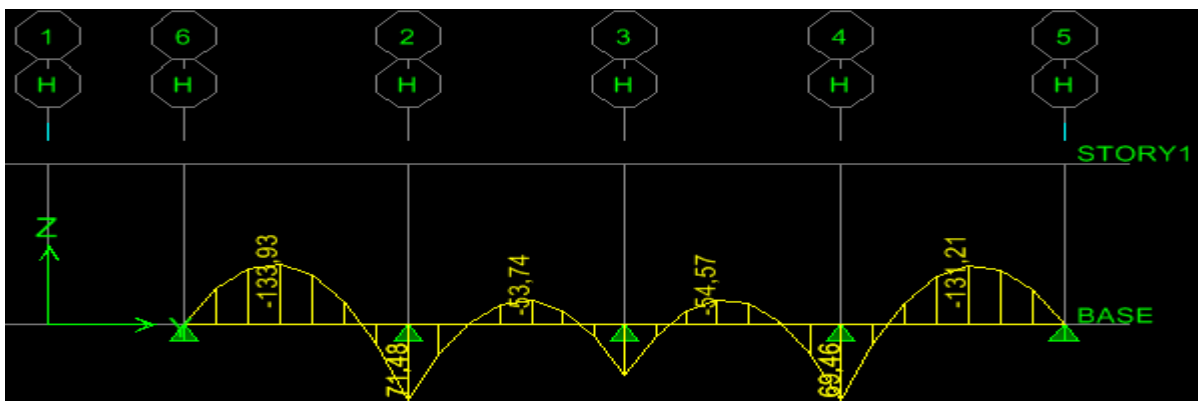


Figure VII.12. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

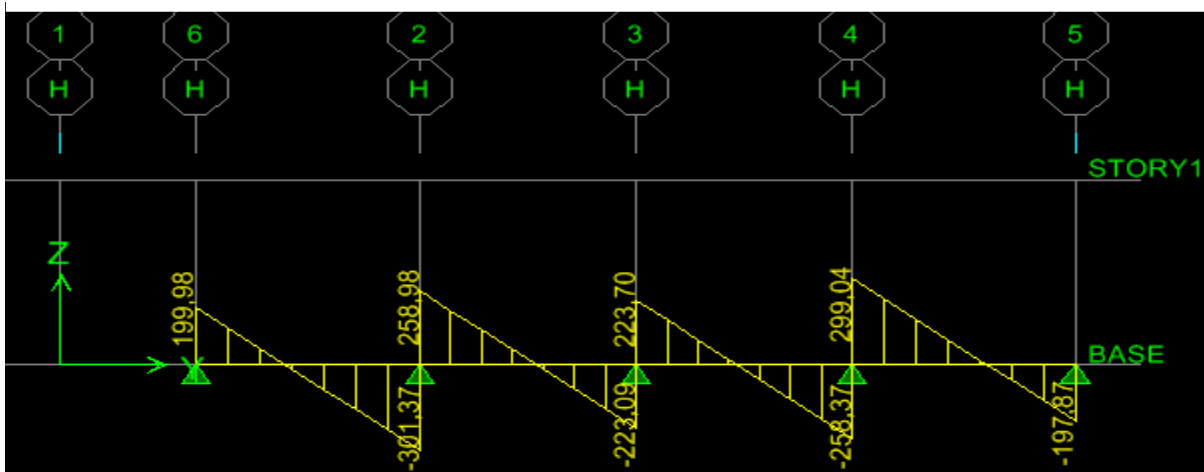


Figure VII.13. Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

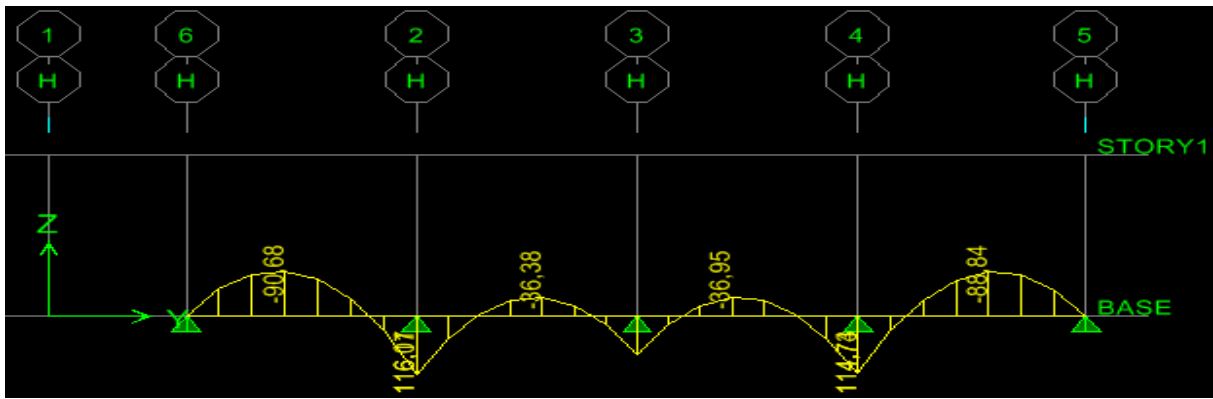


Figure VII.14. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

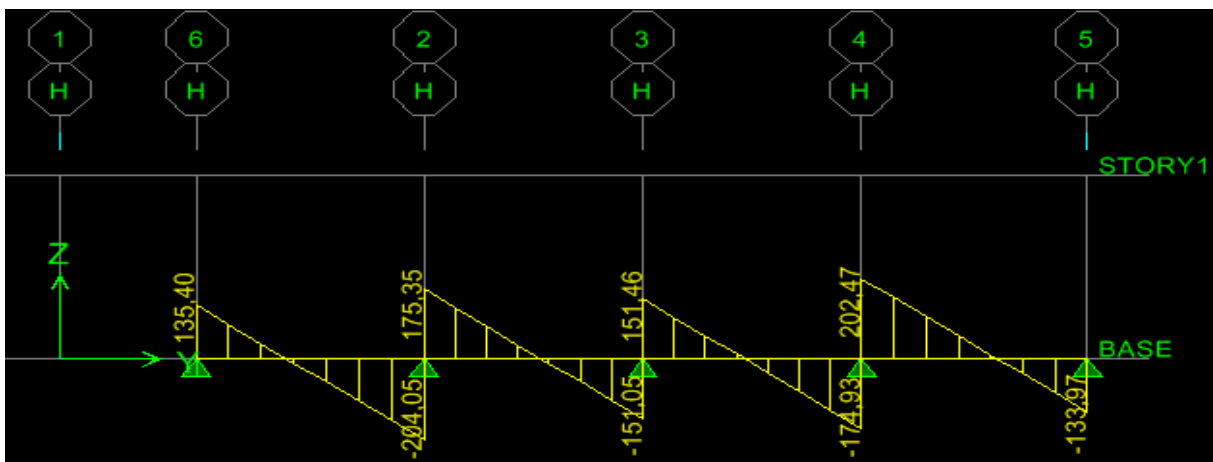


Figure VII.15. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

Ferraillage :

Les efforts internes dans les nervures :

Tableau VII.5. Les efforts internes dans les nervures.

Armatures longitudinales :

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax} (KN.m)	286,67	194,03	171,48	116,07
M_{tmax} (KN.m)	243,49	164,86	133,93	90,66
T_{max} (KN)	397,44	269,10	301,37	204,05

$h_n = 80 \text{ cm} , b_n = 55 \text{ cm} , d = 77 \text{ cm}$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous

Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :

Diamètre des armatures transversales :

$\phi_t \geq \frac{\phi_{l \max}}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm}$ Soit : $\phi = 8 \text{ mm}$

Espacement des armatures :

- **En zone nodale :**

$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_{l \max} \right\} = \min \left\{ \frac{80}{4} ; 12 \times 2 \right\} = \min \{20; 24\} = 10 \text{ cm}$

- **En zone courante :**

$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} = 40 \text{ cm}$ Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$

Tableau VII.6. Le ferrailage adopté pour la nervure.

Sens	Zone	M _n (KN.m)	μ	β	Section	A (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
x-x	Appuis	286,67	0.0619	0.997	SSA	11.1	4HA20=12.57cm²
	Travée	243,49	0.0525	0.9975	SSA	9.3	4HA20= 12.57cm²
y-y	Appuis	171,48	0.0337	0.998	SSA	6.5	4HA16=8.04cm²
	Travée	133,93	0.0289	0.999	SSA	5.1	4HA16=8.04cm²

Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 55 = 1,65 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91 modifiée 99) :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm²/ml) 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 en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 80 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 0,8 = 2,4 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **2HA14 = 3,08 cm²**

e. Vérification à l'ELU :

✓ **Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 55 \times 77 \times \frac{2,1}{400} = 5,12 \text{ cm}^2$$

Sens longitudinal :

▪ **Aux appuis :**

$$A_a = 12.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,12 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

▪ **En travées :**

$$A_t = 12.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,12 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Sens transversal :

▪ **Aux appuis :**

$$A_a = 8.04 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,12 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

▪ **En travées :**

$$A_t = 8.04 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,12 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

Sens longitudinal : $T_u^{\max} = 397.44 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{397.44 \cdot 10^3}{550 \times 770} = 0.938 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

f. Vérification à l'ELS :

Dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Dans les aciers : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

Tableau VII.7. Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	Zone	As (cm ²)	Ms	ρ ₁	β	K ₁	σ _{st}	σ̄ _{st}	σ _b	σ̄ _b	Obs
x-x	Appuis	13.8	194.03	0.323	0.910	41.18	200.66	201.63	4.87	15	Cv
	Travée	11.7	164.86	0.273	0.917	44.5	199.55	201.63	4.48	15	Cv
y-y	Appuis	8.1	116.07	0.185	0.929	55.5	200.32	201.63	3.60	15	Cv
	Travée	6.3	90.66	0.146	0.937	65.5	199.45	201.63	3.04	15	Cv

CONCLUSION GENERALE

Conclusion

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation master, d'approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et de certaines méthodes de mettre en évidence quelques principe de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures.

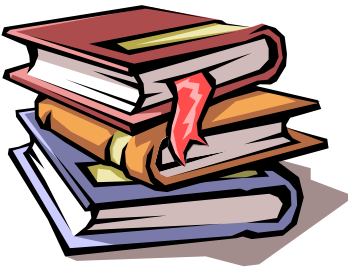
Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du génie civil sur tous les niveaux en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons le ETABS que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet.

On a constaté que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, l'ingénieur en génie civil ne doit pas se baser uniquement sur le calcul théorique mais aussi sur la concordance avec le côté pratique car cette dernière s'établit sur des critères à savoir :

- La résistance
- La durabilité
- L'économie

Nous espérons que ce travail sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

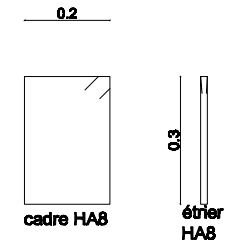
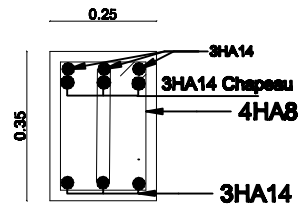
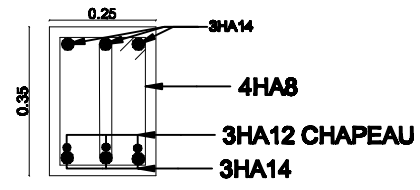
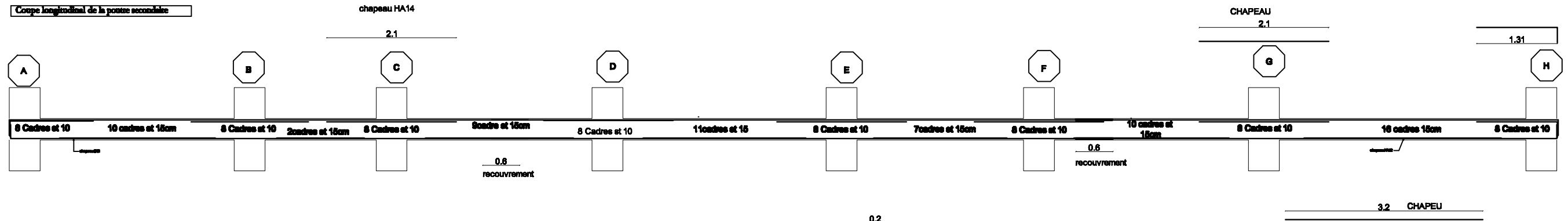


❖ Documents réglementaires

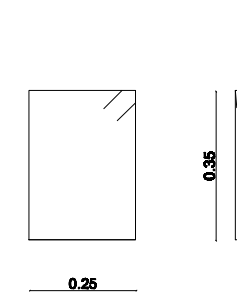
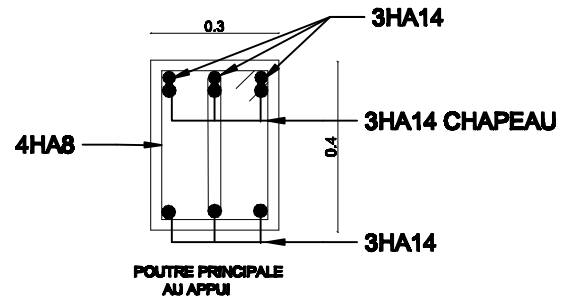
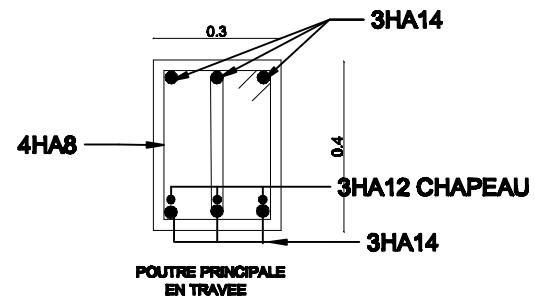
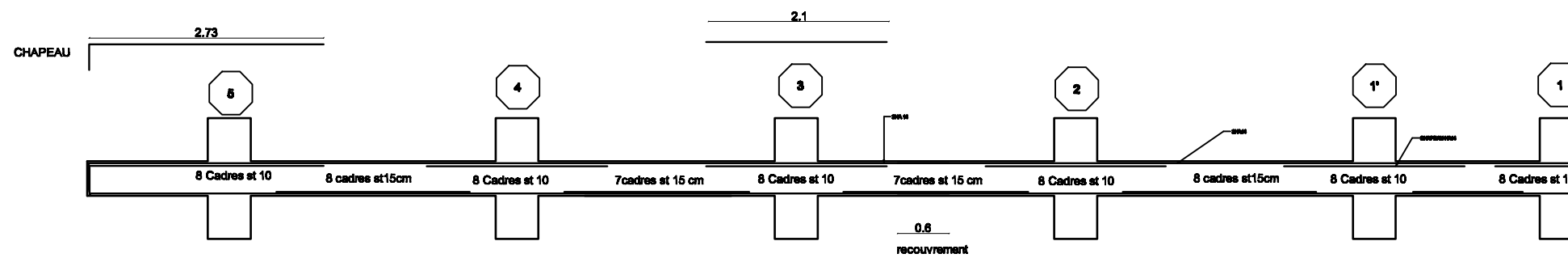
- Règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003.
- Règles BEAL 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états - limites.
- Document Technique Réglementaire DTR B.C.2.2, Charges permanentes et charges d'exploitation.

coupe des poutres et ferrillages

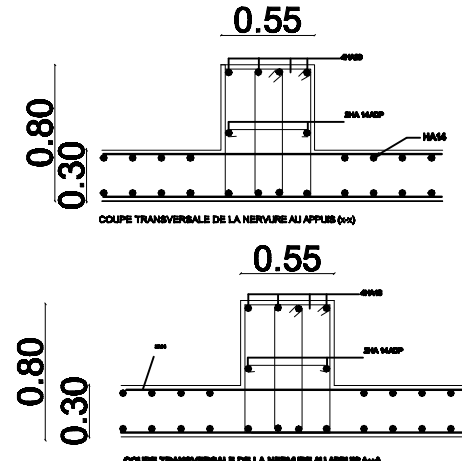
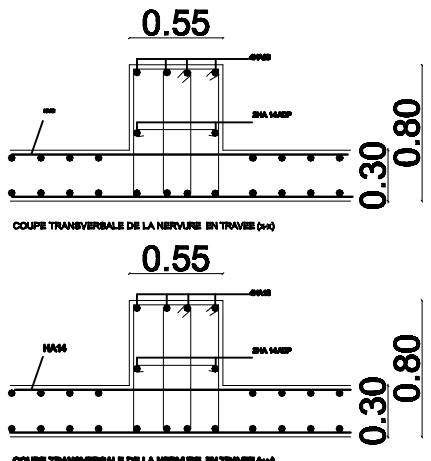
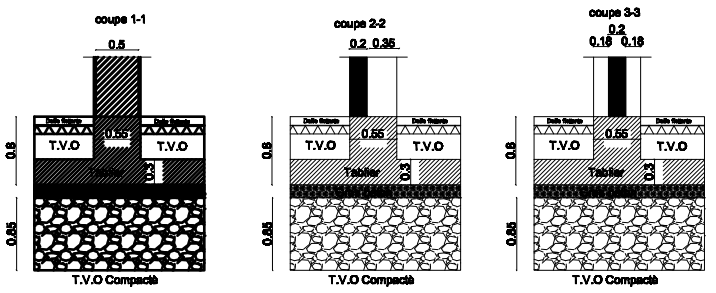
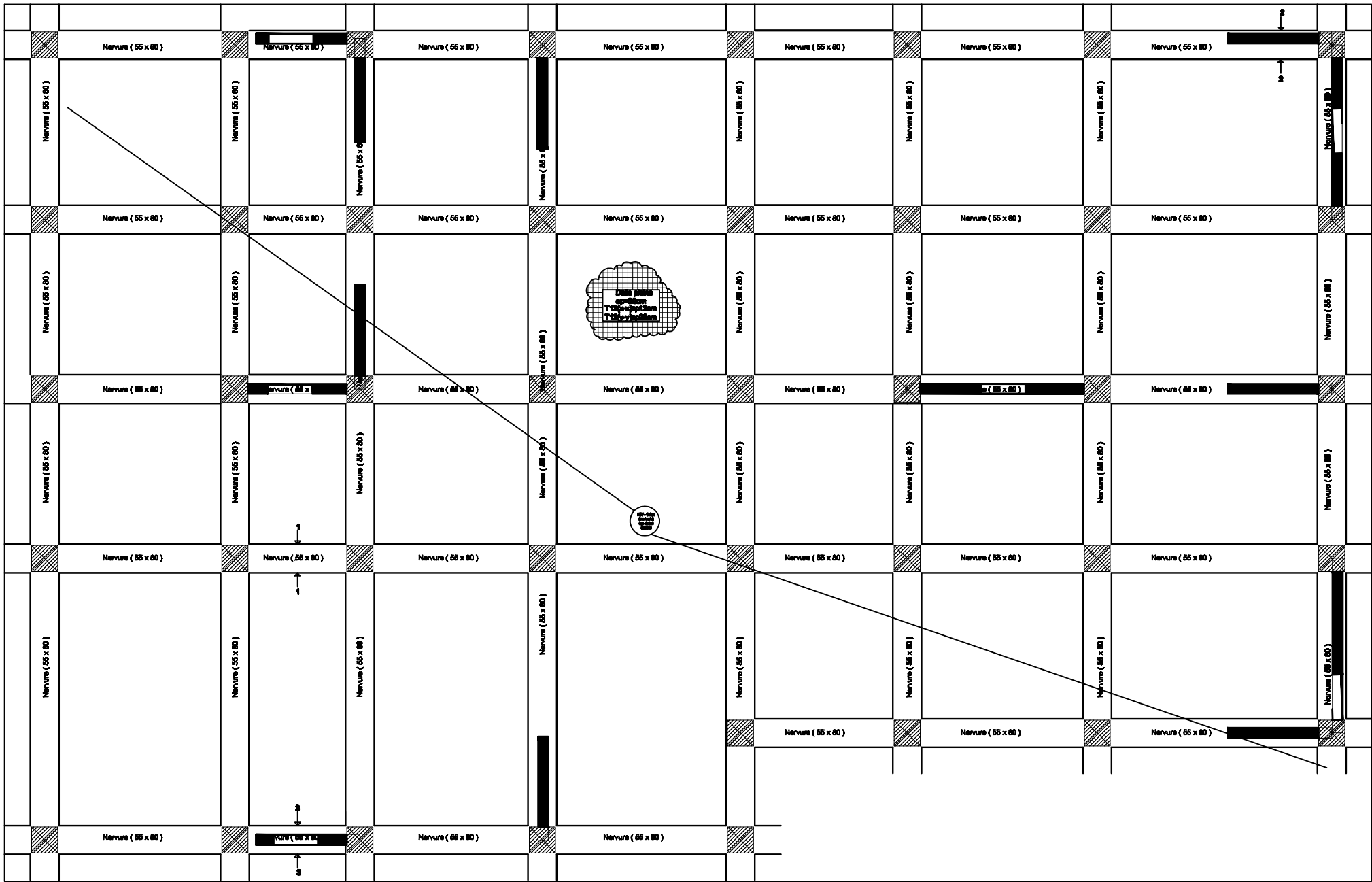
Coupe longitudinal de la poutre secondaire



Coupe longitudinal de la poutre principale

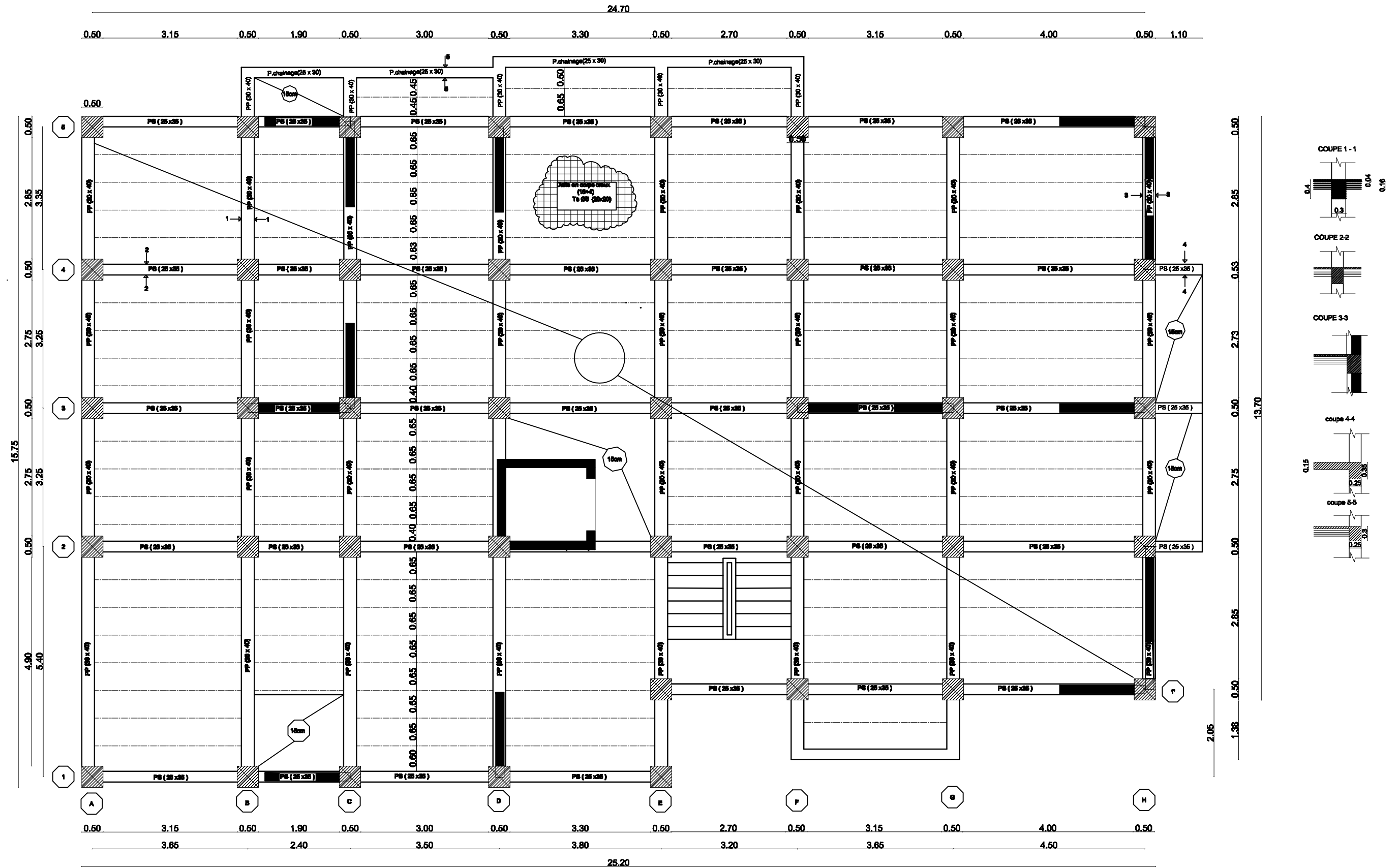


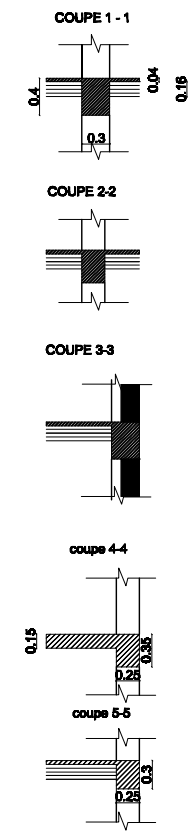
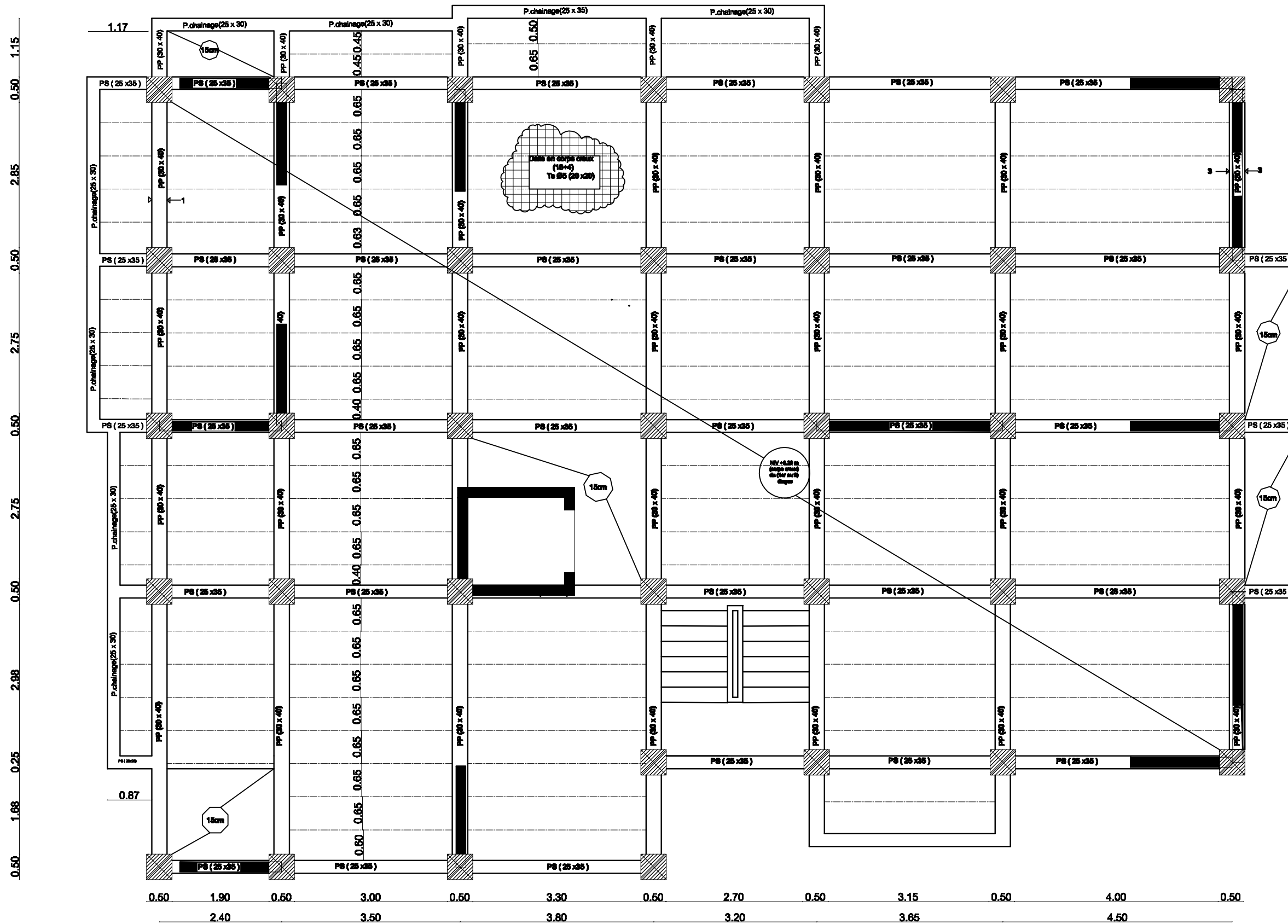
plan de coffrage nervure



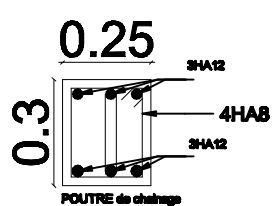
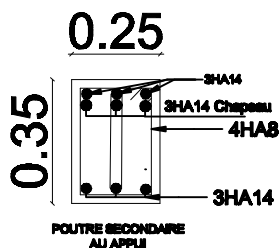
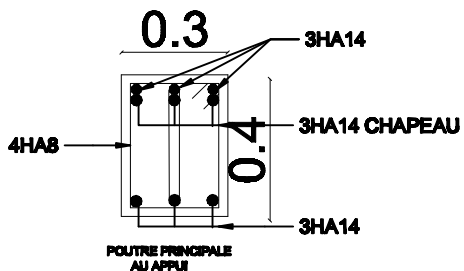
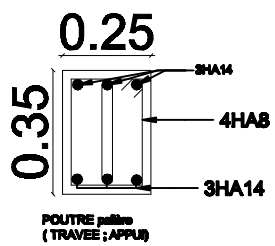
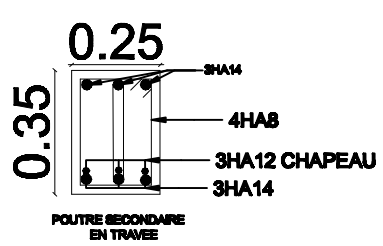
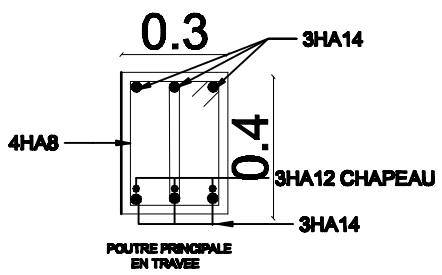
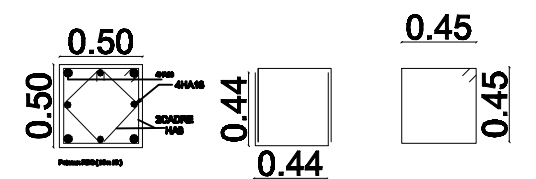
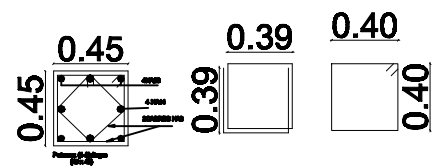
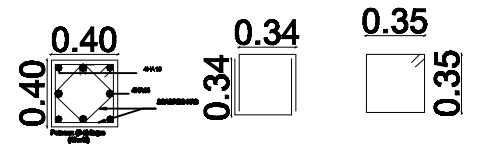
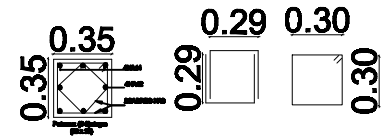
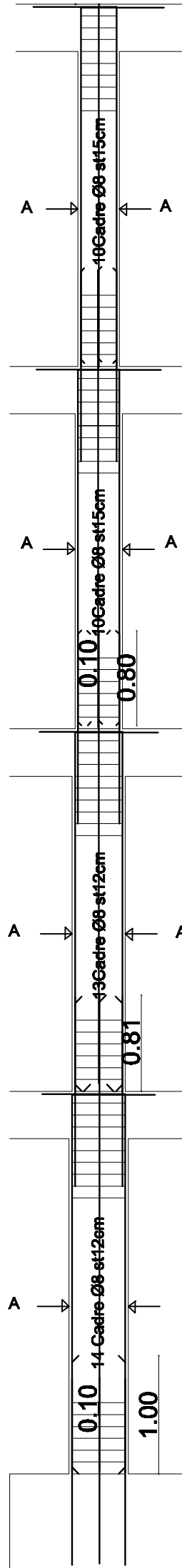
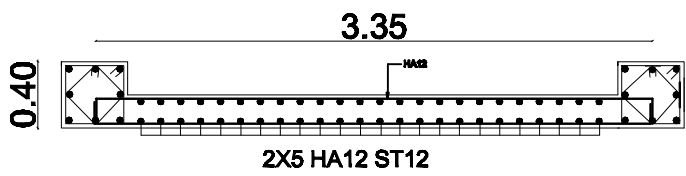
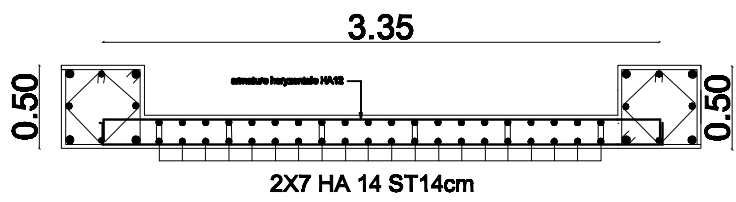
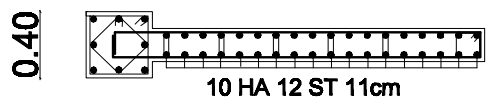
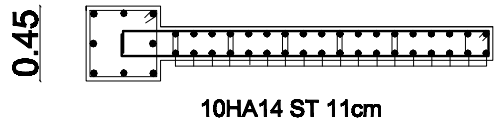
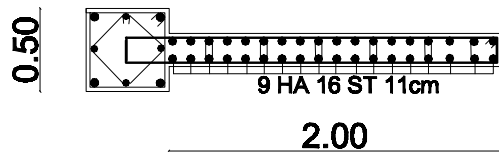
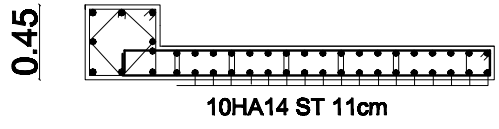
Coupe et ferrillages des nervures

plan de coffrage plancher niv +3.23





plan de coffrage plancher de 1-9etages



Coupe et ferrillages des poteaux,voiles,poutres.