



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE



Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU



Faculté du génie de la construction



Département de génie civil

## Mémoire de fin d'étude

**En vue d'obtention du diplôme master en génie civil.**

**Option : construction civil et industriel.**

Etude d'un bâtiment (R+4+Etage en que+ Charpente en bois) à usage d'habitation et Commercial contreventé par Voiles et portiques (Modélisation avec ETABS)

**Etudié par :**

GOUDJIL Sonia

**Dirigé par :**

M<sup>me</sup> SEMAHI.R

2023/2024

# **REMERCIEMENTS**

*Je tiens tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant de me donner la force et le courage et la volonté pour accomplir ce modeste travail.*

*En seconde, je tiens à remercier M<sup>r</sup> BOUDELLAL, grâce à lui que j'ai pu repris mes études*

*Je remercie profondément ma promotrice M<sup>me</sup> SEMAHL. R pour son aide durant toute la période du travail*

*Je tiens à remercier tous les enseignants et enseignantes de département de Génie Civile*

*Mes remerciements aux personnels de la bibliothèque centrale et de département*

*Mes vifs remerciements vont également aux membres de jury, qui nous ont honorés en acceptant de juger ce travail*

*Notre profonde gratitude et reconnaissance à mes parents et familles qui nous ont toujours soutenus*

*Enfin, je remercie toutes personnes qui m'ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail*

# Dédicace

Je dédie ce travail

A la mémoire de mon père, que son âme repose en paix

A ma chère maman qui ma soutenu et encourager durant ces années d'études, qu'elle trouve ici le témoignage de ma profonde reconnaissance

A mes chers enfants, chaque page de ce mémoire est le fruit de mon amour et de mon engagement pour vous offrir un avenir brillant, vous êtes ma plus grande motivation et la plus grande fierté

A mes chères sœurs : Fatima, Malika, Safia, Lydia, Dihia, Malha qui m'ont toujours entouré, redonné du courage et de la confiance

A mes chers frères Mouhend et Rabah, que je ne cesserai jamais de remercier pour tous qu'ils m'ont donné

A mes beaux-frères : Rabah, Smail, Nordine et Khallaf

A toute la famille Goudjil et Sadi

A mes très chers amis particulièrement AOUES Cylia, AZMEDROUB Brahim, DJEBARI Kenza et BENIDDIR Massinissa qui m'ont encouragé et étaient toujours avec moi

# **SOMMAIRE**

## **Introduction générale**

<b>Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....</b>	<b>1</b>
<b>Chapitre II : Prédimensionnement des éléments.....</b>	<b>12</b>
<b>Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.....</b>	<b>30</b>
<b>III.1 : L'acrotère.....</b>	<b>30</b>
<b>III.2 : Les escaliers .....</b>	<b>37</b>
<b>III.3 : La poutre palière .....</b>	<b>53</b>
<b>III.4 : Les balcons.....</b>	<b>62</b>
<b>III.5 : Les planchers.....</b>	<b>67</b>
<b>III.6 : La toiture en bois.....</b>	<b>85</b>
<b>Chapitre IV : Modélisation avec logiciel ETABS.....</b>	<b>91</b>
<b>Chapitre V : Vérification RPA.....</b>	<b>95</b>
<b>Chapitre VI : Ferrailage des éléments.....</b>	<b>106</b>
<b>VI.1 : Ferrailage des poteaux .....</b>	<b>106</b>
<b>VI.2 : Ferrailage des poutres.....</b>	<b>116</b>
<b>VI.3 : Ferrailage des voiles.....</b>	<b>122</b>
<b>Chapitre VII : Etude de l'infrastructure .....</b>	<b>133</b>
<b>Conclusion générale.</b>	
<b>Bibliographie</b>	

# ***LISTE DES FIGURES***

## **Chapitre I : Présentation de l'ouvrage**

Figure I.1 : Diagramme de déformations contraintes de béton a l'ELU.

Figure I.2 : Diagramme de déformations contraintes de béton a l'ELS

Figure I.3 : Diagramme de contrainte - déformation de l'acier

## **Chapitre II : Prédimensionnement des éléments**

Figure II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

FigureII.2 : Coupe vertical d'un plancher en dalle pleine

FigureII.3 : Dimensions de la poutre principale

FigureII.4 : Dimension de la poutre secondaire

FigureII.5 : Coupe d'un voile en élévation

FigureII.6 : Coupe d'un voile en plan

FigureII.7 : Coupe vertical de charpente en bois

FigureII.8 : Schéma statique de la charpente en bois

FigureII.9 : Coupe vertical du plancher d'étage courant+RDC

FigureII.10 : Coupe verticale d'une dalle pleine

FigureII.11 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité

FigureII.12 : Schéma de dégression de la charge

## **Chapitre III : Calcul des éléments secondaires**

### **III.1 : L'acrotère**

FigureIII.1.1 : Coupe vertical de l'acrotère

FigureIII .1.2 : Dimension d'un acrotère

FigureIII.1.3 : Diagramme des efforts internes d'un acrotère

FigureIII.1.4: Dimension de la section à ferrailer l'acrotère

### **III.2 : Les escaliers**

Figure III.2.1 : Vue en plan de l'escalier

FigureIII.2.2 : Schéma statique de calcule des escaliers à l'ELU

FigureIII.2.3 : Schéma statique de calcul des escaliers à l'ELS

### **III.3 : La poutre palière**

FigureIII.3.1 : Vue en plan de la poutre palière

FigureIII.3.2 : Section de la poutre palière

FigureIII.3.3 : Les diagramme des efforts internes a L'ELU et L'ELS

FigureIII.3.3 : Les diagramme des efforts internes a L'ELU et L'ELS

### **III.4 : Les balcons**

FigureIII.4.1 : schéma statique du balcon

### **III.5 : Les planchers**

FigureIII.5.1 : Vue en plan des planchers en corps creux

FigureIII.5.2 : Calcul des calculs des armatures

Figure III.5.3 : Treilles soudée de la dalle de compression

FigureIII.5.4 : Type de poutrelle dans notre ouvrage

FigureIII.5.5 : Schéma du principe de la méthode des trois moments

FigureIII.5.6 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELU au niveau de la terrasse

FigureIII.5.7 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELU au niveau des étages courants

FigureIII.5.8 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELU au niveau du RDC

FigureIII.5.9 : : Diagramme des efforts tranchants a l'ELU au niveau de la terrasse

FigureIII.5.10 : Diagramme des efforts tranchants a l'ELU au niveau des étages courants

FigureIII.5.11 : Diagramme des efforts tranchants a l'ELU au niveau du RDC

FigureIII.5.12 : Diagramme des efforts tranchants a l'ELS au niveau du RDC

FigureIII.5.17 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS au niveau du RDC

### **III.5 : La toiture (Charpente en bois)**

FigureIII.6.1 : Vue en plan d'une charpente en bois

FigureIII.6.2 : Schéma statique de la panne

### **Chapitre IV : Modélisation avec le logiciel ETABS**

FigureIV.1 : Vue en deux dimensions plancher du RDC

FigureIV.2 : Vue en deux dimensions plancher d'étages courants

FigureIV.3 : Vue en deux dimensions plancher terrasse

FigureIV.4 : Vue en trois dimensions du plan de l'ouvrage

### **Chapitre V : Vérification RPA**

FigureV.1 : Disposition des voiles

FigureV.2 : Déplacement maximal suivant x-x

FigureV.3 : Déplacement maximal suivant y-y

FigureV.4 : Charges horizontales reprise par les voiles dans le sens EX

FigureV.5 : Charges horizontales reprise par les voiles dans le sens

FigureV.6 : Charges horizontales repris par la structure par structure dans le sens  
EY

FigureV.7 : Charges horizontales reprise par les voiles dans le sens EY

FigureV.8 : Charges verticales repris par la structure dans le sens EX

FigureV.9 : Charges verticales reprise par les voiles dans le sens EY

FigureV.10 : L'effort tranchant donné par ETABS

## **Chapitre VI : Ferrailage des éléments**

### **VI.1 : Ferrailage des poteaux**

FigureVI.1.1 : Caractéristiques et sollicitation de la section avec Socotec

FigureVI.1.2 : Affichage des résultats Socotec

FigureV.1.3 : La zone nodale

### **VI.2 : Ferrailage des poutres**

FigureVI.2.1 : Section simplement armée

FigureVI.2.2 : Section doublement armée

FigureV.2.3 : La zone nodale

### **V.3 : Ferrailage des voiles**

FigureVI.3.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

FigureVI.3.2 : Coupe du voile longitudinal

## **Chapitre VII : Etude de l'infrastructure**

FigureVII.1 : Semelle isolé sous poteaux

FigureVII.2 : Semelle filante sous voile

FigureVII.3 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELU sens transversale

FigureVII.4 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELS sens transversale

FigureVII.5 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU sens transversale

FigureVII.6 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELU sens longitudinale

FigureVII.7 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELS sens longitudinale

FigureVII.8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU sens longitudinale

# Liste des tableaux

## **I : Présentation de l'ouvrage**

Tableau I.1 : Caractéristiques du béton-Résistance a la pression

Tableau I.2 : Caractéristiques des aciers

Tableau I.2 : Caractéristiques des aciers

## **II : Prédimensionnement des éléments**

Tableau II.1 : Charges permanentes de la charpente en bois

Tableau II.2 : Charges permanentes du plancher étage courant +RDC

Tableau II.3 : Charges permanentes des dalles plaines

Tableau II.4 : Charges permanentes des murs extérieurs

Tableau II.5 : Charges permanentes des murs intérieurs

Tableau II.6 : Les charges permanentes de la terrasse accessible en corps creux

Tableau II.7 : Surcharges d'exploitations

Tableau II.8 : Les coefficients de dégression de charge

Tableau II.9 : Tableau récapitulatif de la décente de charge

Tableau II.10 : Tableau récapitulatif des vérifications de la résistance des poteaux au flambement

## **III : Calcul des éléments secondaires**

### **III.1 : L'acrotère**

Tableau III.1.1 : Les sollicitations de l'acrotère

Tableau III.1.2 : Les combinaisons de charges

Tableau III.1.3 : Calcul d'excentricité d'acrotère

Tableau III.1.4 : Calcul en flexion acrotère

Tableau III.1.5 : Calcul en flexion composé des armatures réelles d'acrotère

Tableau III.1.6 : Vérifications de la condition non fragilité du béton

Tableau III.1.7 : Vérifications au cisaillement

Tableau III.1.8 : Vérification de l'adhérence

Tableau III.1.9 : Ancrage des barres

Tableau III.1.10 : Vérification à l'état d'ouvertures des fissures

Tableau III.1.11 : Vérifications de la contrainte dans le béton

Tableau III.1.12 : Vérifications de l'acrotère au séisme

### **III.2 : Les escaliers**

Tableau III.2.1 : Prédimensionnement des escaliers

Tableau III.2.2 : La charge permanent de la paillasse et le palier

Tableau III.2.3 : Combinaison de charges

Tableau III.2.4 : Les réactions d'appuis

Tableau III.2.5 : Les efforts tranchants et les moments fléchissants

Tableau III.2.6 : Calcul de ferrailage à l'ELU

Tableau III.2.7 : Vérification de non fragilité

Tableau III.2.8 : Vérification de l'adhérence des barres

Tableau III.2.9 : Vérification de l'espacement des barres

Tableau III.2.10 : Vérification de la longueur de scellement droit

Tableau III.2.11 : Vérification de l'effort tranchant

Tableau III.2.12 : Vérification de l'influence de l'effort tranchant

Tableau III.2.13 : Les réactions d'appuis à l'ELS

Tableau III.2.14 : Les efforts tranchants et les moments fléchissants à l'ELS

Tableau III.2.15 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

Tableau III.2.16 : Etat limite de déformation

Tableau III.2.17 : Calcul de la flèche

### **III.3 : la poutre palière**

Tableau III.3.1 : Pré dimensionnement de la poutre palière

Tableau III.3.2 : Evaluations des charges et surcharges

Tableau III.3.3 : Les combinaisons de charges

Tableau III.3.4: Calcul des moments et des efforts  
Tableau III.3.5 : Calcul de ferrailage à l'ELU  
Tableau III.3.6 : Vérification de non fragilité  
Tableau III.3.7 : Vérification de la contrainte tangentielle  
Tableau III.3.8 : Vérification de l'adhérence des barres  
Tableau III.3.9 : Vérification de l'espacement des barres  
Tableau III.3.10 : Influence de l'effort tranchant sur le béton  
Tableau III.3.11 : Influence de l'effort tranchant sur le béton  
Tableau III.3.12 : Vérification de l'effort tranchant  
Tableau III.3.13 : Vérification de la longueur de scellement droite  
Tableau III.3.14 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier  
Tableau III.3.15 : Etat limite de déformation

#### **III.4 : Les balcons**

Tableau III.4.1 : Les charges et les surcharges  
Tableau III.4.2 : Les combinaisons de charges  
Tableau III.4.3 : Calcul de ferrailage à l'ELU  
Tableau III.4.4 : Vérification de non fragilité  
Tableau III.4.5 : Vérification de la contrainte de cisaillements  
Tableau III.4.6 : Vérification de l'adhérence des barres  
Tableau III.4.7 : Vérification de l'espacement des barres  
Tableau III.4.8 : Vérification des contraintes  
Tableau III.4.9 : Vérification d'état limite de déformation

#### **III.4: Les planchers**

Tableau III.5.1 : La largeur de la dalle de compression  
Tableau III.5.2 : calcul des armatures  
Tableau III.5.3 : Dimension de la poutrelle  
Tableau III.5.4 : Les charges et les surcharges

Tableau III.4.5 : Les combinaisons de charge

Tableau III.5.6 : Calcul des moments et des efforts

Tableau III.5.7 : Calcul des armatures

Tableau III.5.8 : Les conditions d'application de la méthode forfaitaire

Tableau III.5.9 : Calcul des charges et des surcharges revenant aux poutrelles

Tableau III.5.10 : Calcul des armatures en travées

Tableau III.5.11 : Calcul des armatures

Tableau III.5.12: Vérification de cisaillement

Tableau III.5.13 : Vérification a non fragilité

Tableau III.5.14 : Vérification de l'adhérence des barres

Tableau III.5.15 : Vérification de la Longueur de scellement

Tableau III.5.16 : Vérification d'influence de l'effort tranchant sur l'acier

Tableau III.5.17 : Vérification des contraintes tangentielles

Tableau III.5.18 : Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures

Tableau III.5.19 : Vérification à l'état limite de déformation

Tableau III.5.20 : Calcul de la flèche

### **III.6 : La charpente en bois**

Tableau III.6.1 : Combinaison de charges

Tableau III.6.2 : Les efforts revenants aux différents éléments

Tableau III.6.3 : Dimensionnement des pannes

Tableau III.6.4 : Dimensionnements des cheverons

Tableau III.6.5 : Dimensionnement des liteaux

Tableau III.6.9 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

Tableau III.6.10 : Etat limite de déformation

### **Chapitre V : vérification des exigences RPA**

Tableau V.1 : Tableau des modes et de la masse

Tableau V.2 : Tableau des vérifications de l'excentricité

Tableau V.3 : Tableau des vérifications de déplacements inter-étages suivant  $E_x$

Tableau V.4 : Tableau de justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$

Tableau V.5 : Tableau des forces reprises par les voiles et portique dans le sens EX

Tableau V.6 : Tableau des forces reprises par les voiles et portique dans le sens EY

Tableau V.7 : Facteur de qualité Q

Tableau IV.8 : Valeur de l'effort tranchant

Tableau IV.9 : Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

## **VI : Ferrailage des éléments**

### **VI.1 : Ferrailage des poteaux**

Tableau VI.1.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux en situation durable et accidentelle

Tableau VI.1.2 : Section minimal dans les poteaux

Tableau VI.1.3 : Efforts interne dans les poteaux

Tableau VI.1.4 : Ferrailage des poteaux a L'ELU

Tableau VI.1.5 : Délimitation de la zone nodale

Tableau VI.1.6 : Section minimal d'armature transversale

Tableau VI.1.7 : Quantité minimale d'armature transversale

Tableau VI.1.8 : Vérification au cisaillement dans les poteaux

Tableau VI.1.9 : Vérification la condition de non fragilité

Tableau VI.1.10 : Vérification des contraintes dans le sens longitudinal

Tableau VI.1.11 : Résultats de ferrailage des poteaux

### **VI.2 : Ferrailage des poutres**

Tableau VI.2.1 : L'efforts internes dans les poteaux

Tableau VI.2.2 : Ferrailage des poutres à l'ELU

Tableau VI.2.3 : Les vérification de la contrainte dans le béton

Tableau VI.2.4 : Récapitulatif de ferrailage des poutres principales et secondaires

### **VI.3 : Ferrailage des voiles**

Tableau VI.3.1 : Voiles 2,05m sens longitudinal

Tableau V.3.2 : Voiles 1,2m sens transversal

## **Chapitre VII : Etude de l'infrastructure**

### **VII.1 : Fondation**

Tableau VII.1 : Surface des semelles filante sous voiles

Tableau VII.2 : Surface des semelles filante sous poteaux

Tableau VII.3 : Chargement

Tableau VII.4 : Combinaison d'action

Tableau VII.5 : Calcul des surfaces

Tableau VII.6 : Dimensionnement du débord

Tableau VII.7 : Vérification à la contrainte de cisaillement

Tableau VII.8 : Vérification de la stabilité du radier au sens longitudinal

Tableau VII.9 : Vérification de la stabilité du radier au sens transversale

Tableau VII.10 : Les contraintes prises en compte dans le calcul

Tableau VII.11 : Chargement de la dalle du radier

Tableau VII.12 : Moment isostatique de la dalle du radier

Tableau VII.13 : Moment aux appuis et en travées de la dalle du radier

Tableau VII.14 : Ferrailage du radier

Tableau VII.15 : Vérification de non fragilité du béton

Tableau VII.16 : Vérification de contraintes

Tableau VII.17 : Charge revenant à la nervure la plus sollicité (sens longitudinal)

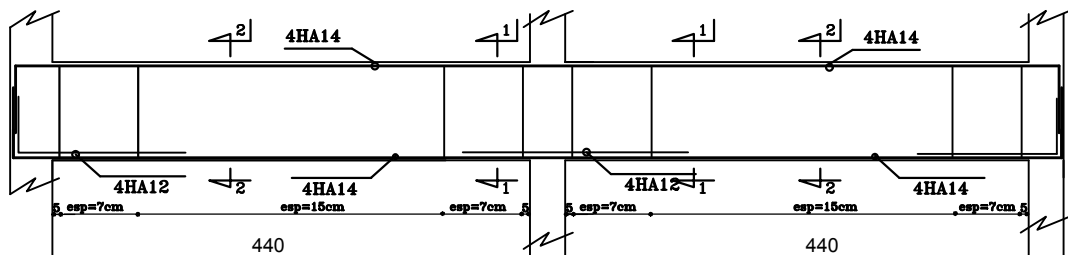
Tableau VII.18 : Charge revenant à la nervure la plus sollicité (sens transversal)

Tableau VII.19 : Les moments de la nervure

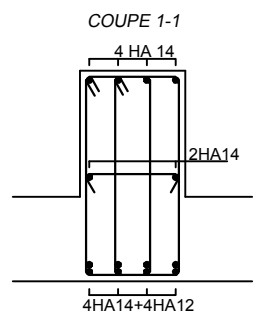
Tableau VII.20 : Calcul des armatures

Tableau VII.21 : Vérification de non fragilité

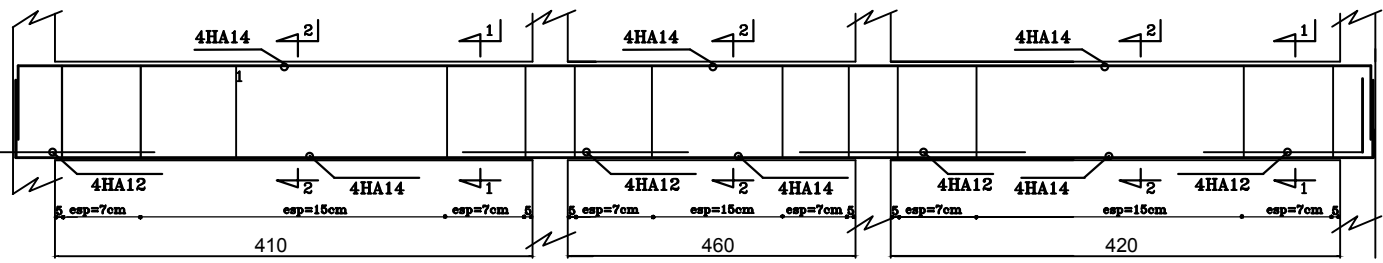
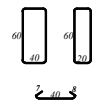
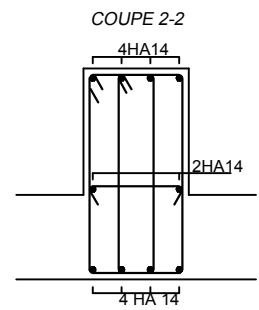
Tableau VII.22 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier



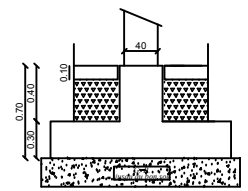
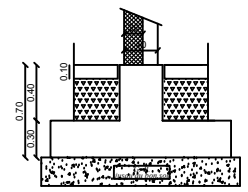
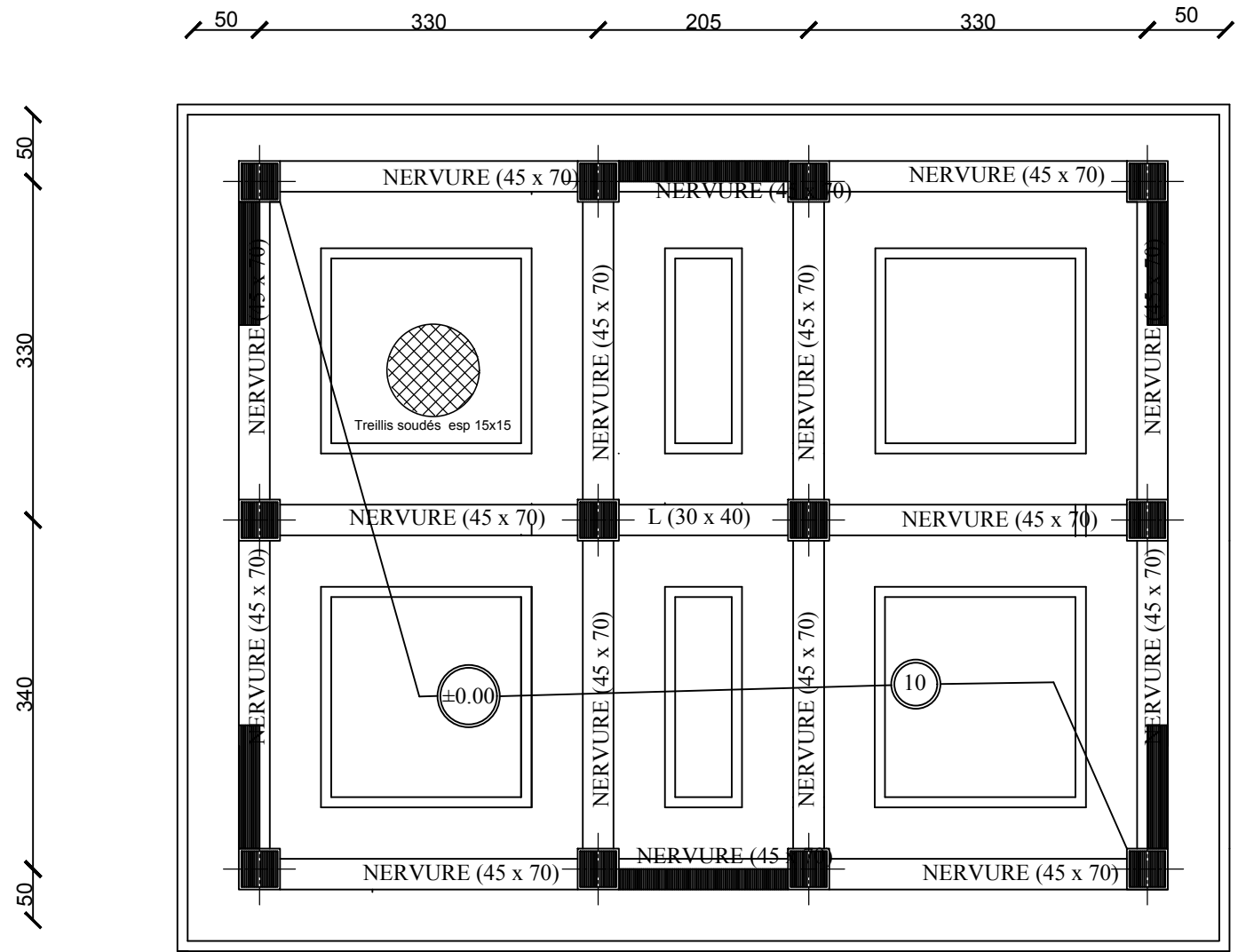
COUPE 1-1 (Ferr.)



COUPE 2-2 (Ferr.)

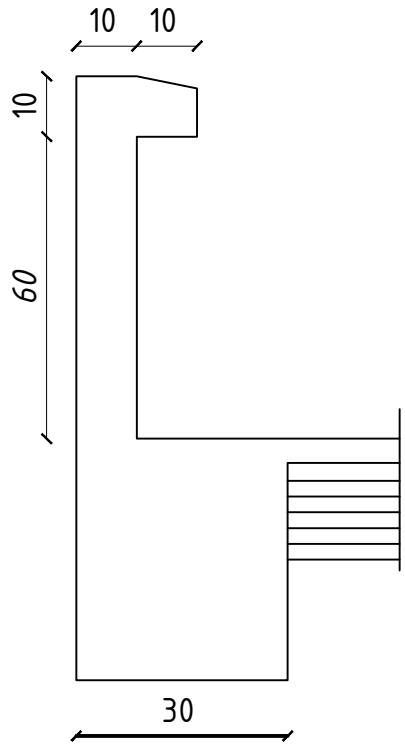


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Université de MOULOUD MAMMERY Tizi Ouzou Faculté du Genie de la Construction Département de Genie Civil	
DIRIGE PAR: Madame SEMAHI	Ferrailages des Nervures
ETUDIÉ PAR: <b>Goudjil Sonia</b>	

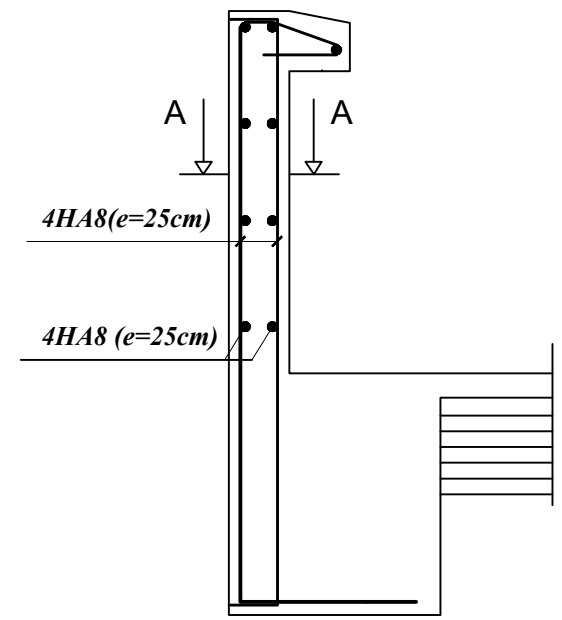


**PLAN DE FONDATION**

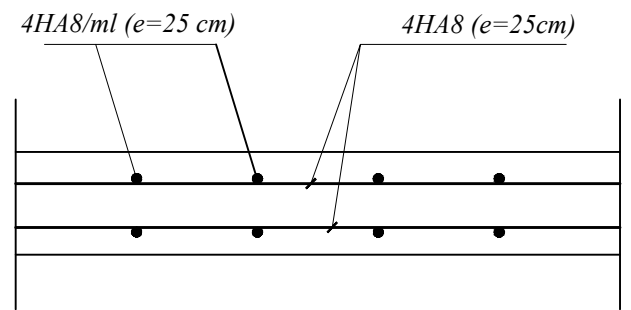




Coffrage de l'acrotère

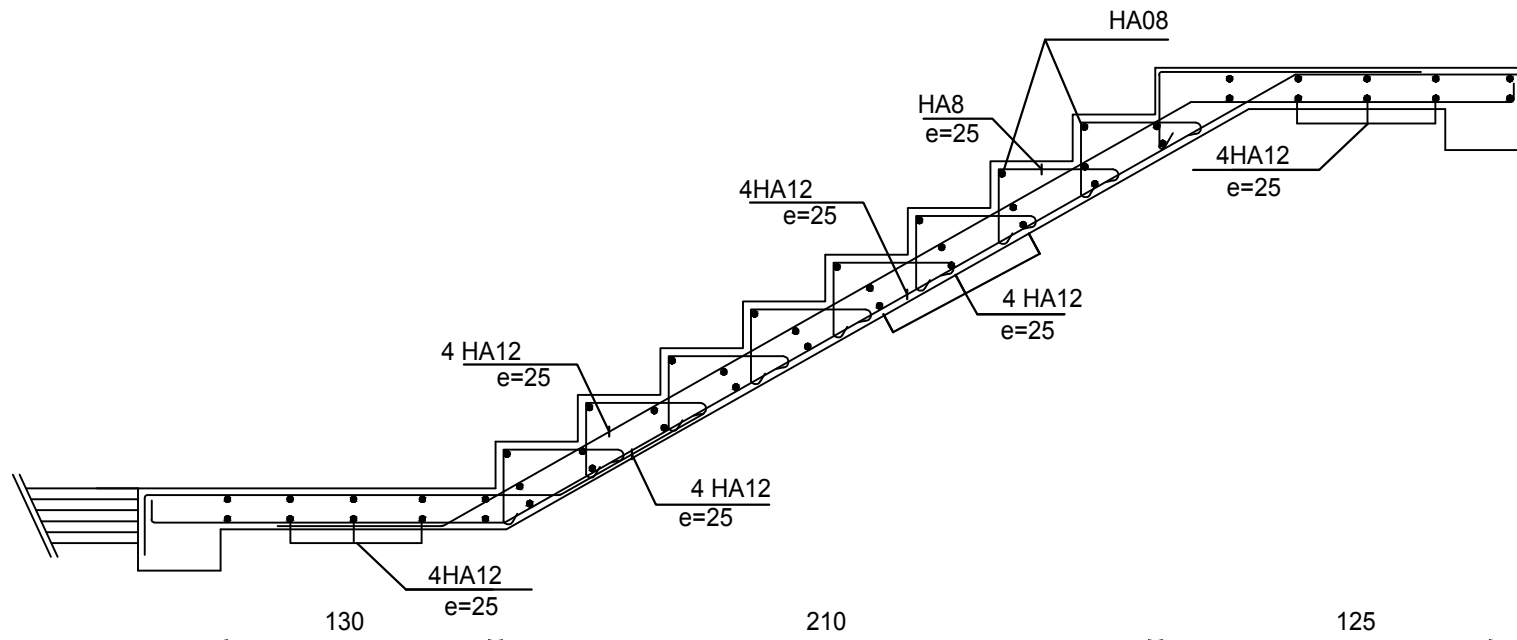


Ferrailage de l'acrotère



Coupe A-A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Université de MOULOUD MAMMERRI Tizi Ouzou Faculté du Génie de la Construction Département de Génie Civil	
DIRIGE PAR : Madame SEMAHI	Ferrailages de L'Acrotère
ETUDIER PAR: <b>Goudjil Sonia</b>	

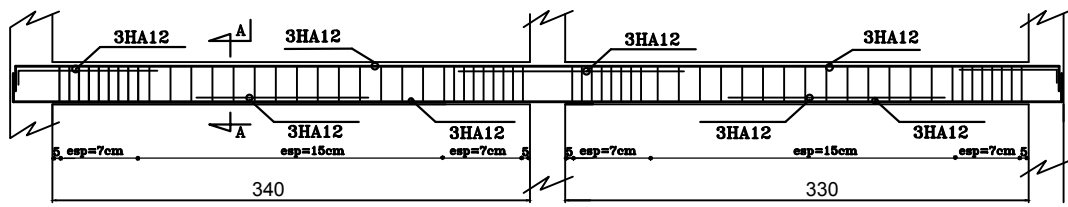


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Universite de MOULOU MAMMERI Tizi Ouzou  
 Faculte du Genie de la Construction  
 Departement de Genie Civil

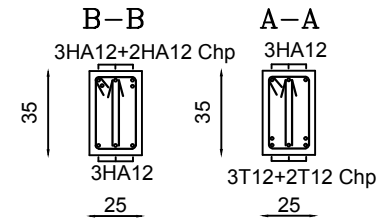
DIRIGE PAR:  
 Madame SEMAHI

ETUDIER PAR:  
**Goudjil Sonia**

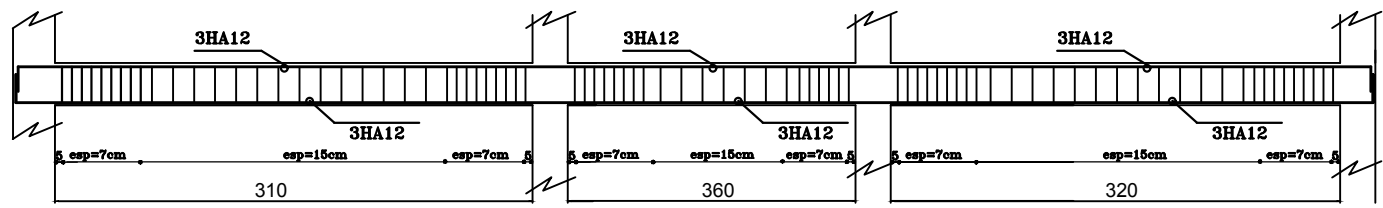
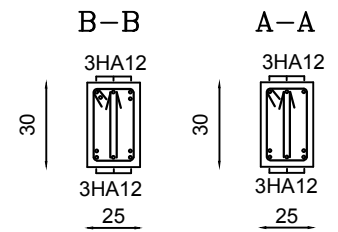
Ferraillages  
 de L'Escalier



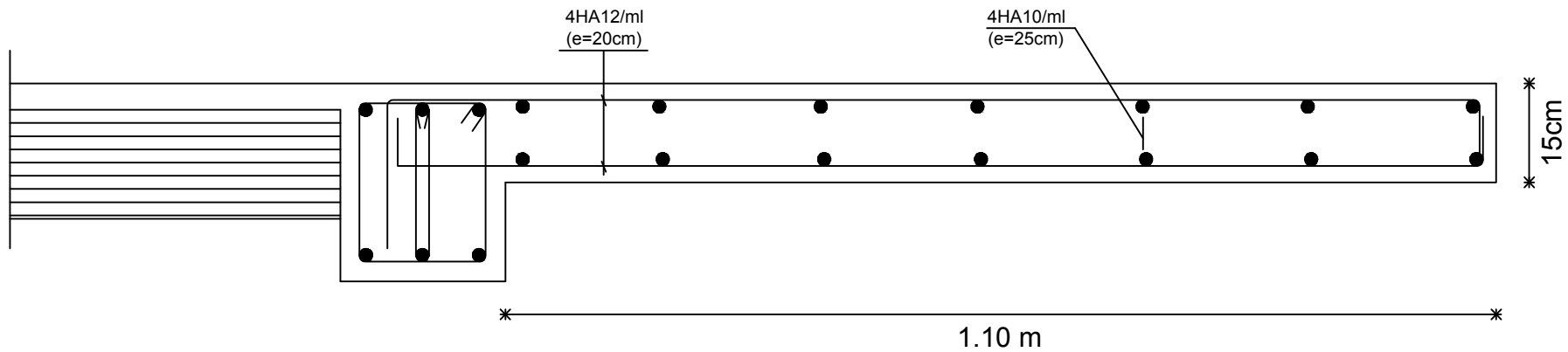
Poutre Principale



Poutre Secondaire



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Université de MOULOUD MAMMERRI Tizi Ouzou Faculté du Genie de la Construction Département de Genie Civil	
DIRIGE PAR: Madame SEMAHI	Ferrailages des Poutres
ETUDIÉ PAR: <b>Goudji Sonia</b>	

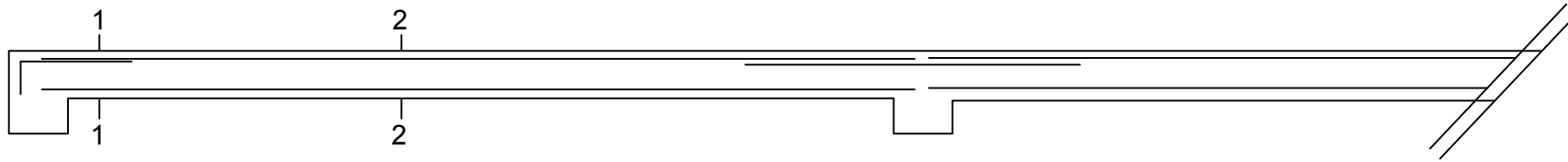


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Universite de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou  
 Faculte du Genie de la Construction  
 Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :  
 Madame SEMAHI

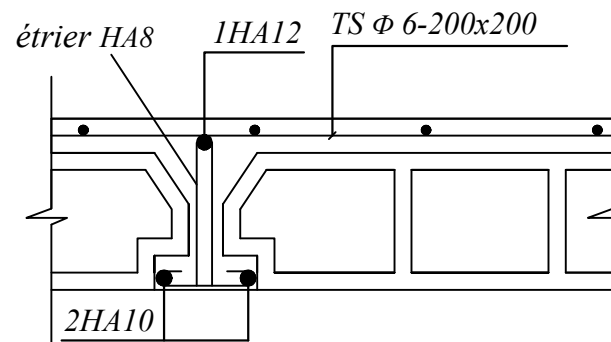
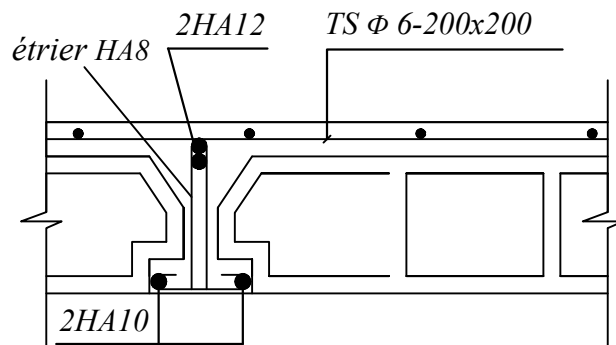
*ETUDIER PAR:*  
**Goudjil Sonia**

Ferrailages  
 des Balcon



*Coupe 1 - 1*

*Coupe 2 - 2*



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Universite de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou

Faculte du Genie de la Construction

Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :

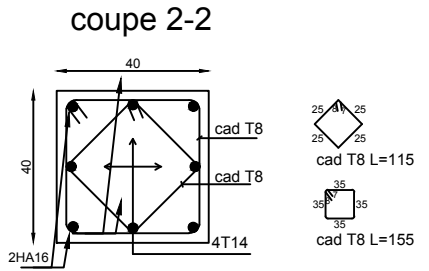
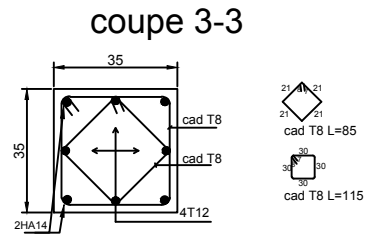
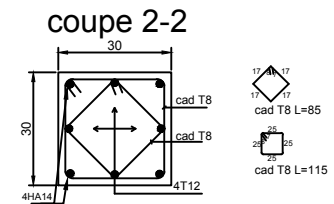
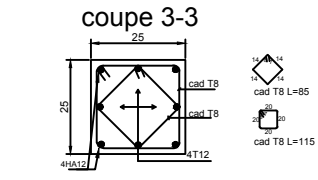
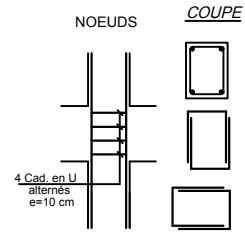
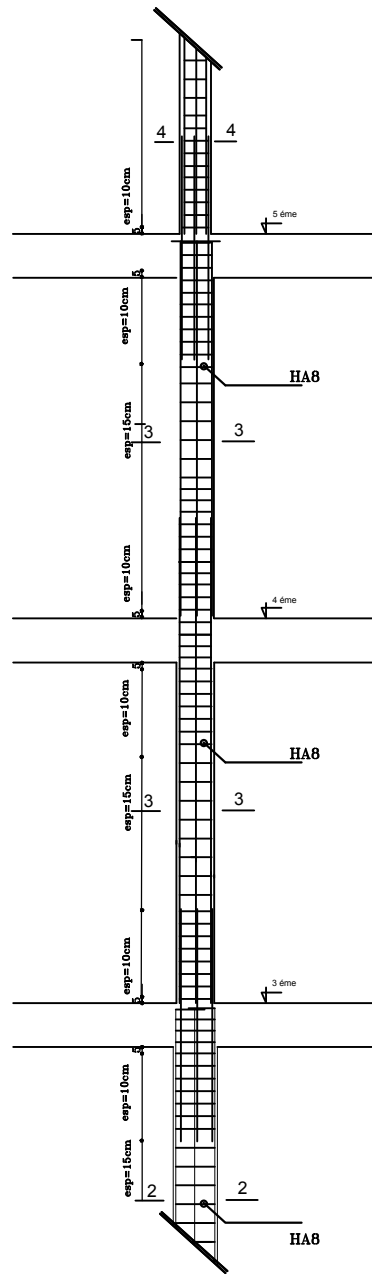
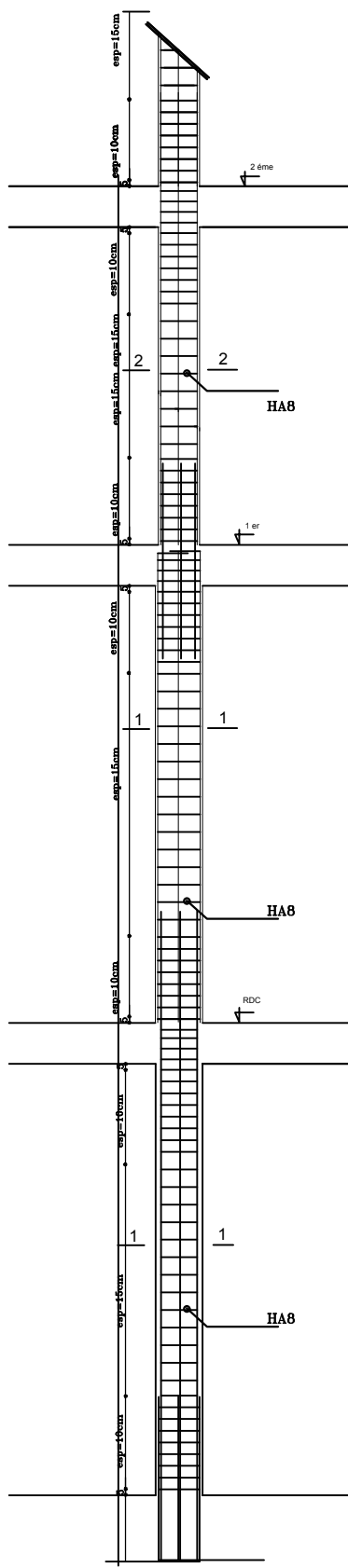
Madame SEMAHI

ETUDIER PAR:

*Goudjil Sonia*

Ferrailages de

Plancher et poutrelles



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Universite de MOULOU MAMMERI Tizi Ouzou

Faculte du Genie de la Construction

Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :

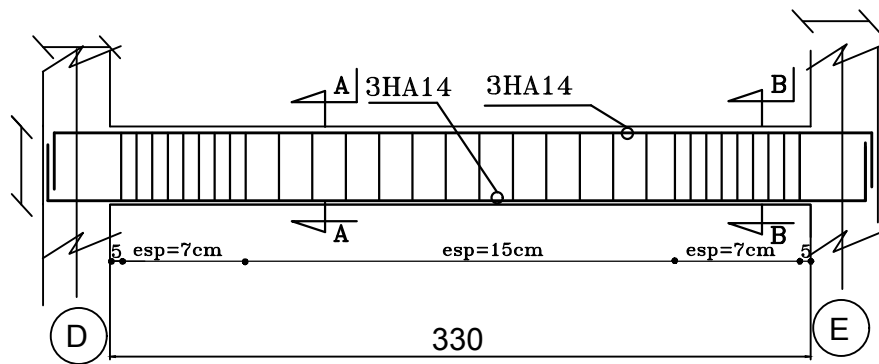
Madame SEMAHI

**ETUDIER PAR:**

**Goudjil Sonia**

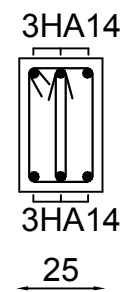
Ferrailages  
des poteaux

# Poutres paliere

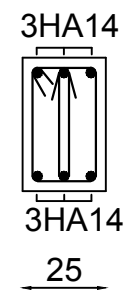


## COUPE

A-A

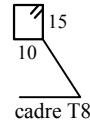
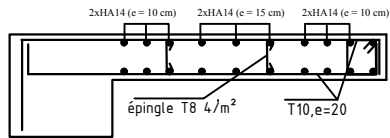


B-B

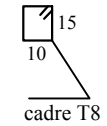
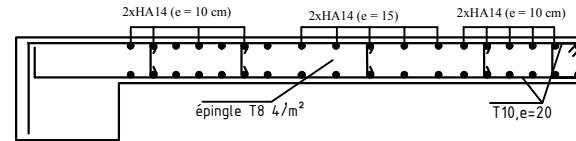


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou Faculte du Genie de la Construction Departement de Genie Civil	
DIRIGE PAR : Madame SEMAHI	Ferrailages des Poutres paliere
REVUEE PAR : <b>Goudjil Senia</b>	

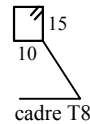
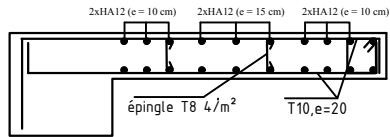
### Ferrailage voile de 1.20 m Zone I



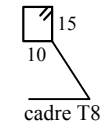
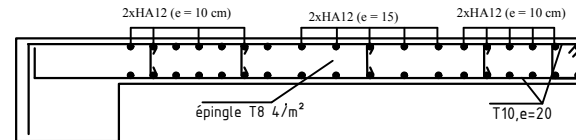
### Ferrailage voile de 2.05 m Zone I



### Ferrailage voile de 1.00 m Zone II et III



### Ferrailage voile de 2.05 m Zone II et III



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Universite de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou  
 Faculte du Genie de la Construction  
 Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :  
 Madame SEMAHI

**ETUDIER PAR:**  
**Goudjil Sonia**

Ferrailages  
 des Voiles

# **Introduction générale**

Toute étude de projet d'un bâtiment, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des éléments de ces bâtiments afin d'assurer leur sécurité.

On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace. Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement. Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques. Donc ; pour le calcul des éléments constituant notre ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants dans la structure.

# **CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE**

## **Introduction**

Pour qu'une étude en génie civil soit bien faite, la connaissance des caractéristiques géométriques de la structure et les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable.

Pour cela, nos calculs seront conformes aux préconisations des règlements en vigueur à savoir le Règlement parasismique Algérien (**RPA 99, Modifié en 2003**), les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé (**BAEL91 modifiée**

**99**), charge et charge d'exploitation (**DTR-BC, 22**), et conception et calcul des ouvrages en béton armé **CBA93**.

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment (RDC+4+étage en attique + charpente en bois) à usage multiple contreventé par des portiques et voiles.

### **I.1. Description de l'ouvrage**

Notre projet consiste en l'étude d'un bâtiment R+4+Etage en attique+ charpente en bois à usage multiple.

Le bâtiment sera implanté à « MEKLA » wilaya Tizi Ouzou classé par le règlement parasismique algérien **RPA 99, Modifié en 2003** comme une zone de sismicité moyenne **zone II-a**, et classe selon sa destination, dans la catégorie des ouvrages courants ou d'importance moyenne (groupe 2).

Ce projet est construction compose de :

- Un Rez de chaussé à usage commercial.
- 4 étages à usage d'habitation.
- Un étage en attique avec terrasse accessible à usage d'habitation
- Une charpente en bois.
- Une cage d'escaliers

### **Règlements et normes utilisé**

Les règlements utilisés afin de garantir la stabilité de notre ouvrage ainsi que la sécurité des usagers sont :

- RPA99/version 2003 : le règlement parasismique algérien.
- BAEL91/modifiées 99 : Règle de calcul du béton arme aux états limites.
- CBA93
- DTRBC .2.2 : documentation technique règlementaire (charge permanentes et charge d'exploitation).

## **I.2. Caractéristiques géométriques**

Les caractéristiques géométriques de notre ouvrage sont relevées dans les plans d'architecture du projet :

Longueur totale du bâtiment .....	$L = 9,50\text{m}$
Largeur totale du bâtiment .....	$B = 9,05\text{m}$
Hauteur de RDC .....	$h_{\text{RDC}} = 4,14\text{m}$
Hauteur de l'étage courant.....	$h_{\text{éc}} = 3,06\text{m}$
Hauteur d'étage en attique .....	$h_{\text{éa}} = 3,06\text{m}$
Hauteur de charpente en bois.....	$h_{\text{ch}} = 1,72\text{m}$
Hauteur de l'acrotère .....	$h_{\text{a}} = 0,60\text{m}$
Hauteur totale du bâtiment.....	$H = 21,16\text{m}$

(y compris l'attique +charpente)

## **I.3. Différents éléments de l'ouvrage**

### **I.3.1. L'ossature**

Notre bâtiment est à ossature mixte, composé de :

Poteaux et poutres formants un système de portique destinés à reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales.

Un ensemble de voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) formant un système de contreventement rigide assurant la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales.

Les voiles sont réalisés en béton armé, le nombre choisis, leurs emplacements et leurs dimensions seront déterminé ultérieurement.

Les voiles sont destinés à :

- Reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers.
- Participer au contreventement.
- S'opposer à la poussée de terre éventuellement d'eau.
- Assurer une isolation acoustique Assurer une protection contre l'incendie

### **I.3.2. les planchers**

Les planchers sont des aires planes horizontales séparant deux niveaux d'une construction, et supportent les revêtements chargés et surchargés, ils assurent deux fonctions principales :

➤ **La fonction de résistance mécanique :**

Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent leurs poids propres, les charges d'exploitation et transmettent les efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement.

➤ **La fonction d'isolation :**

Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages

On distingue deux types essentiels :

- **Dalle pleine :**

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnes) ou ponctuels (poteaux). Réalisé en béton armé de 15 à 20 cm d'épaisseur.

- **Planchers à corps creux :**

Ces planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées en béton qui prennent appui sur des murs (de façade ou de refend) ou sur des poutres en béton armé. Des corps creux (ou entrevous) en béton, en terre cuite ou en polystyrène sont disposés entre les poutrelles, les uns à côté des autres.

### **I.3.3. Maçonnerie**

- **Les murs extérieurs :** ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.
- **Les murs intérieurs :** sont réalisés en simple cloisons de briques creuses de 10cm, leur fonction principale est la séparation des espaces et l'isolation thermique et acoustique.

### **I.3.4. Revêtement**

Les revêtements utilisés sont :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Enduit en ciment pour les murs de façade et les cages d'escaliers.
- Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds

### **I.3.5. Les escaliers**

Ce sont des éléments secondaires permettent le passage d'un niveau à un autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place. Dans notre cas on a escalier à deux volées, et seront constituées de paliers et paillasse coulés sur place.

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier allant du RDC jusqu'au dernier étage.

### **I.3.6. Acrotère**

L'acrotère est un élément architectural en béton armé, dans notre projet il est situé sur le pourtour d'une terrasse accessible, généralement sous forme d'un muret ou d'un parapet. Il a plusieurs fonctions :

- Assurer la sécurité des usagers en délimitant les bords de la terrasse et en empêchant les chutes.
- Permettre l'installation de garde-corps ou de dispositifs de protection pour les personnes à mobilité réduite.
- Dissimuler les éléments techniques (gouttières, évacuations, etc.) situés en périphérie de la terrasse.
- Apporter une finition esthétique à l'ensemble.

### **I.3.7. Les fondations**

Les fondations d'un ouvrage sont les éléments de la structure assurant la transmission des efforts de cette structure au sol.

La descente de charge permet de connaître les actions de la structure sur la fondation, la mécanique des sols permet de son côté de connaître l'action du sol sur la fondation vis-à-vis du sol la fondation assumera sa fonction tant que :

- Son équilibre statique est assuré (pas de glissement, de basculement ou d'enfoncement de la fondation)
- Le tassement n'entraîne pas de désordre dans la structure.
- Le choix du type des fondations à adopter est en fonction des conditions de résistance et de tassement lié aux caractères physiques et mécanique de sol.

### **I.3.8. Balcons**

Le bâtiment comporte des balcons en dalle pleine.

### **I.3.9. La toiture**

La toiture de notre bâtiment est une charpente en bois. Elle est constituée de pannes, de chevrons, linteaux et de tuiles à emboitements

## **I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux**

### **I.4.1. Le béton**

Le béton est un mélange composite hétérogène, constitué de granulats, de sable, d'un liant hydraulique et de l'eau de gâchage. A ces composants s'ajoutent parfois des adjuvants qui améliorent les performances du matériau. Le béton choisi est de classe C25.

Le poids volumique du béton est  $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$

✓ **Matières constitutives du béton :**

La composition courante d' $1 \text{ m}^3$  de béton est la suivante :

- 350 kg de ciment de 42.5R
- 400 L de sable DS < 5 mm
- 800 L de gravillon 5 mm < Dg < 25 mm
- 175 L d'eau de gâchage

### I.4.1.A. Caractéristiques mécaniques de béton

#### A.1. Résistance à la compression : (Art A.2.1, 11 BAEL 91 modifiées 99)

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  à  $j$  jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes 16cm x 32cm. On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité :  $f_{c28}$ . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à  $j$  jours, définies à partir de  $f_{c28}$ , par le tableau ci-dessus de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton pour notre étude on prend  $f_{c28}=25\text{MPa}$ .

Tableau I.1 : Caractéristiques du béton-Résistance à la compression

<b>J ≤ 28</b>	<b><math>f_{cj} \leq 40 \text{ MPa}</math></b>	$f_{cj} = \frac{j}{(4,76 + 0,83j)} \times f_{c28}$
	<b><math>f_{cj} &gt; 40 \text{ MPa}</math></b>	$f_{cj} = \frac{j}{(1,4 + 0,95j)} \times f_{c28}$
<b>J = 28</b>	<b><math>f_{cj} \leq 40 \text{ MPa}</math></b>	$f_{cj} = f_{c28}$
<b>28 &lt; J &lt; 60</b>	<b><math>f_{cj} \leq 40 \text{ MPa}</math></b>	$f_{cj} = \frac{j}{(4,76 + 0,83j)} \times f_{c28}$ pour les calculs de déformation
<b>J &gt; 60</b>	<b><math>f_{cj} \leq 40</math></b>	$f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$ pour les calculs de déformation

#### A.2. Résistance à la traction : (Art A.2.1, 11 BAEL 91 modifiées 99)

La résistance à la traction du béton est relativement faible, pour des considérations de calcul une bonne approximation de cette résistance notée  $f_{t28}$  est donnée par le règlement (BAEL 99, art A.2.1, 12)

Elle est conventionnellement déduite de celle à la compression selon la formule suivante :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$$

Pour  $j = 28$  jours  $\rightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

#### A.3. Les contraintes limites

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

- Etat limite ultime.
- Etat limite service.

##### a) Etat limite ultime (ELU) :

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression du béton. Elle est donnée par la formule suivante :

$$f_{bc} = \frac{0,85f_{28}}{\gamma_b}$$

Avec :  $\gamma_b = 1,5$  pour les situations durables.

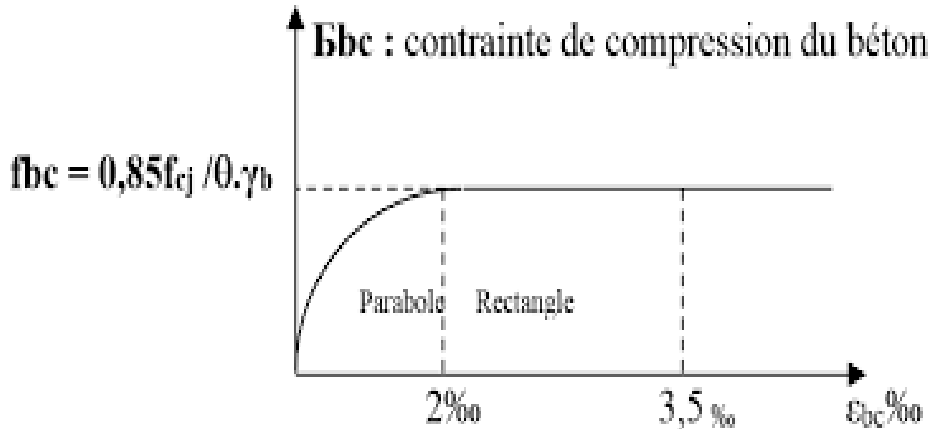
$\gamma_b = 1,15$  Pour les situations accidentelles.

$\theta$  : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions.

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

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

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



**Figure. I.1. Diagramme de déformation des contraintes de béton à l'ELU**

Avec :  $\epsilon_{bc}$  déformation du béton en compression.

$0 < \epsilon_{bc} < 2 ‰ \rightarrow$  Compression pure

$2 ‰ < \epsilon_{bc} < 3,5 ‰ \rightarrow$  Compression avec flexion

**b) Etat limite de service (ELS) :**

C'est l'état au-delà duquel, les conditions normales d'exploitation de l'ouvrage ne sont plus satisfaites. Les vérifications à effectuer portent sur un état limite de durabilité de l'ouvrage et un état limite de déformation.

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

Avec :  $\overline{\sigma}_{bc}$  : La contrainte admissible à l'ELS

$$f_{c28} = 25\text{MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6(25) = 15\text{MPa}$$

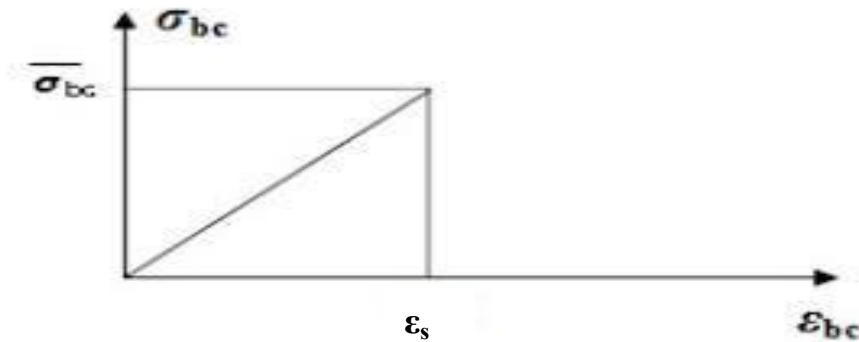


Figure. I.2 : Diagramme de déformation de béton à L'ELS.

$\varepsilon_{bc}$ : déformation relative de service du béton en compression.

La déformation dans le béton à l'E.L. S est considérée comme linéaire et élastique

### c) Contrainte limite de cisaillement :

C'est la contrainte tangente conventionnelle (pour la justification des poutres en béton armé soumises à l'effort tranchant), elle est donnée par la formule suivante :

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

Avec :  $V_u$  : L'effort tranchant à l'ELU

$b_0$  : Largeur de la section cisailée

$d$  : Position des aciers tendus,  $d = 0.9 \times h$

La contrainte limite de cisaillement ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\tau_u = \min(0.13f_{c28}, 5\text{MPa}) \rightarrow \text{Pour la fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} \times f_{c28}, 4\text{MPa}\right) \rightarrow \text{Pour la fissuration préjudiciable}$$

## A.4. Module de déformation

### A. Module de déformation longitudinale :

On peut considérer comme déformation instantanée une déformation résultant de l'application d'un effort statique s'exerçant pendant une durée inférieure à 24 heures, elle est calculée à l'aide du module instantané de déformation longitudinale  $E_{ij}$

On adopte pour le module de déformation longitudinal instantané du béton noté  $E_{ij}$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} (\text{MPa})$$

$f_{cj}$  et  $E_{ij}$  exprimés en MPa ou N/mm<sup>2</sup>

Pour  $f_{c28} = 25\text{MPa} \rightarrow E_{ij} = 32164,195\text{MPa}$

## B. Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale du béton est donné par :

$$G = \frac{E}{1 - \nu}$$

Avec : E : module de YOUNG.

$\nu$  : Coefficient de poisson

**Coefficient de poisson** : est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale :

$$\nu = \frac{\frac{\Delta d}{d}}{\frac{\Delta l}{l}} = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}} \dots\dots\dots (\text{BAEL 91 modifié 99 article 2.1.3})$$

Il est pris égal :

➤  $\nu = 0$  (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations.

➤  $\nu = 0,2$  (à l'ELS) pour le calcul des déformations

## C. Module de déformation différée (Art 2.1.22 BAEL 91) :

Il permet de calculer la déformation finale du béton à long terme.

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la Compression du béton (Art 2.1.22 BAEL 91)

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{\frac{1}{3}}$$

Dans notre cas :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa} < 60$

$$E_{vj} = 3700 \times (25)^{\frac{1}{3}}, \text{ si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$E_{vj} = 4400 \times (25)^{\frac{1}{3}}, \text{ si } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

$$E_{vj} = 6100 \times (25)^{\frac{1}{3}}, \text{ si } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

### I.4.2. Les aciers

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. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface. En général, les aciers utilisés sont de trois types :

- **Les ronds lisses (RL)** : FeE215 et FeE235 correspondant à des limites d'élasticité garanties de 215 et 235 [MPa] respectivement.
- **Les aciers à hautes adhérences (HA)** : FeE400 et FeE500 correspondant à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 [MPa] et 500 [MPa].
- **Treillis soudés (TS)** : de type TS520

#### I.4.2.A. Caractéristiques de l'aciers

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité ( $f_e$ ), cette valeur est donnée selon le BAEL91 dans le tableau suivant :

	Désignation	Limite élastique (MPa)	Allongement ‰	Contrainte de rupture (MPa)
Barre à haute adhérence	FeE400	400	14	490
Barre à haute adhérence	Ø>6mm	500	14	580

Tableau I.2 : Caractéristiques des Aciers

I.4.2.B. Les contraintes limites de l'aciers

B.1. **Contrainte limite ultime (ELU) : [Art A.4.3, 2/BAEL91modifié99]**

La contrainte limite ultime notée  $\sigma_{st}$  :

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

Avec :  $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité, tel que :

$\gamma_s = 1,15 \rightarrow$  Situation durable.

$\gamma_s = 1 \rightarrow$  Situation accidentelle.

$f_e$  : limite d'élasticité garantie.

Les résultats de  $\sigma_{st}$  pour les aciers utilisés dans notre cas sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Situation	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_s = 1$
Fe=400MPa	$\sigma_{st} = 347.826\text{MPa}$	$\sigma_{st} = 400\text{MPa}$
Fe=520MPa	$\sigma_{st} = 452.174\text{MPa}$	$\sigma_{st} = 520\text{MPa}$

Tableau I.3 : Contraintes admissible d'élasticité de l'aciers en fonction de  $\gamma_s$

Diagramme de contraintes – déformation de calcul :(CBA93-A.2.2.2)

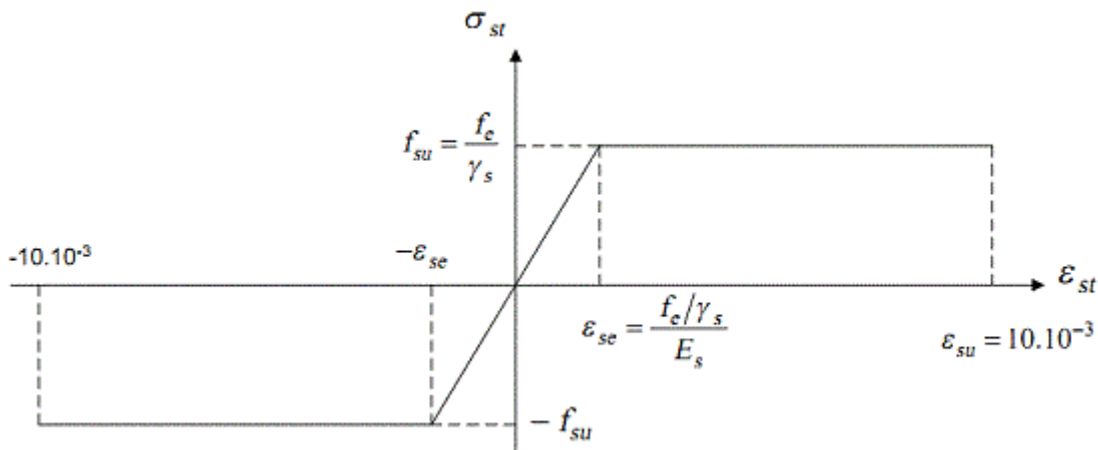


Figure. I. 3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

## B.2. Contrainte limite de service (ELS) : (Art A.4. 3,2/BAEL91 modifié 99)

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures et pour limiter l'importance de l'ouverture de celles-ci, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service on définit :

- **Fissuration peu nuisible (Art. A.4.5, 32 BAEL91 modifiées 99)** : Cas des éléments intérieurs où aucune vérification n'est nécessaire.

Pour limiter la fissuration :

- Il convient dans la mesure du possible de n'utiliser de gros diamètre que dans les pièces suffisamment épaisses.
- D'éviter de très petit diamètre dans les pièces exposées aux intempéries.
- De prévoir le plus grand nombre de barres compatibles avec une mise en place correcte du béton.
- **Fissuration préjudiciable (Art. A.4.5, 33 BAEL91 modifiées 99)** : C'est le cas des milieux exposés aux intempéries :

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, \max\left(\frac{1}{2}f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)\right) \text{ MPa} .$$

Avec :  $\eta$  : Coefficient de fissuration, il a pour valeur :

- $\eta = 1,0$ ..... Acier rond lisse.
- $\eta = 1,6$ ..... Acier à haute adhérence.
- $\eta = 1,3$ ..... pour les aciers hauts adhérences de diamètre < 6mm

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

$\sigma_{st}$  : Contrainte limite d'élasticité

- **Fissuration très préjudiciable (Art. A.4.5, 34 BAEL91 modifiées 99)** : C'est le cas des milieux agressifs.

$$\sigma_{st} = 0,8 \min\left(\frac{2}{3}f_e, \max\left(\frac{1}{2}f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)\right)$$

Avec :  $\eta$  : Coefficient de fissuration, il a pour valeur :

- $\eta = 1,0$ ..... Acier rond lisse.
- $\eta = 1,6$ ..... Acier à haute adhérence.
- $\eta = 1,3$ ..... pour les aciers hauts adhérences de diamètre < 6mm

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

$\sigma_{st}$  : Contrainte limite d'élasticité

### I.4.2.C. Protection des armatures :

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

- **C ≥ 5 cm** : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.

- **C ≥ 3 cm** : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, Canalisations)
- **C ≥ 1 cm** : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

**I.4.2.D. Module d'élasticité longitudinale :**

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier pris est égal à :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

## **CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT DE L'OUVRAGE**

**II.1. Introduction**

Afin de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité, on procède à un pré dimensionnement qui a pour but « le pré calcul » des sections des différents éléments résistants de la structure, il est régi par des lois issues des règlements **CBA 93 et RPA 99 version 2003**, ces lois découlent généralement des limitations de déformations. Après la détermination des différentes épaisseurs, et surfaces revenant à chaque élément porteur on pourra évaluer les charges (poids propres) et surcharges (application de la règle de dégression).

Une fois les sollicitations dans les sections dangereuses déterminées on fera les calculs exacts.

**II.2. Pré dimensionnement des éléments**

**II.2.1. Les planchers**

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan. Ils sont des éléments de séparation horizontale entre les différents étages, ils assurent la transmission des charges vers les éléments porteurs (poutres, poteaux, voiles) et aussi une isolation thermique et phonique.

• **Plancher à corps creux :**

Dans notre projet, les planchers sont constitués de dalle compression et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées, Ces dernières sont disposées suivant la plus petite portée pour réduire la flèche.

Leurs fonctions essentielles sont :

- ✓ La transmission, des charges verticales aux éléments porteurs.
- ✓ L'isolation thermique et phonique pour assurer le confort et la sécurité des occupants.
- ✓ Supporter leurs poids propres et les charges d'exploitations.
- ✓ La transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement.

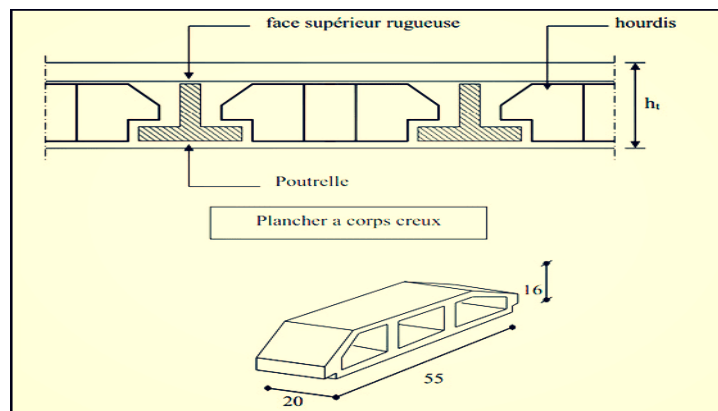


Figure II. 1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

Le pré dimensionnement du plancher à corps creux se fait par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} \dots\dots\dots \text{CBA 93 (Art B.6.8.4.2.4).}$$

**Avec** :  $h_t$  : épaisseur de la dalle de compression + corps creux.

$L_{max}$  : la portée entre nu d'appui maximale de la poutrelle.

Dans notre cas :

$$L_{max} = 340 - 25 = 315$$

$$h_t \geq \frac{315}{22,5} = 14\text{cm}$$

Nous adapterons un plancher de 20cm d'épaisseur composé d'un corps creux de 16cm et d'une dalle de compression de 4cm.

• **La dalle pleine :**

La dalle pleine est un plancher en béton armé coulé sur un coffrage plat, le prédimensionnement du plancher en dalle pleine est déterminé en tenant compte des conditions essentielles de résistance et d'utilisation suivantes :

- La résistance à la flexion
- L'isolation acoustique.
- La résistance au feu

Condition de résistance à la flexion :

- Dalle pleine reposant sur trois ou quatre appuis

Si  $\alpha \leq 0.4$  :  $e_p \geq \frac{l_x}{30}$  →panneau travaillant dans un seul sens

Si  $0.4 \leq \alpha \leq 1$  :  $e_p \geq \frac{l_x}{40}$  →panneau travaillant dans les deux sens

Avec :  $l_x$  : petit côté du panneau de la dalle considéré

$l_y$  : grand côté du panneau de la dalle pleine

- Dalle pleine des balcons

$$\alpha \leq \frac{l_x}{l_y}$$

$$\alpha = \frac{1,40}{2,05} = 0,683 \rightarrow 0.4 \leq \alpha \leq 1$$

panneau travaillant dans les deux sens

$$e_p \geq \frac{l_x}{40} = \frac{1,40}{40} = 0,035\text{m} = 3,5\text{cm}$$

On prend  $e_p = 10\text{cm}$

**Condition de résistance au feu :**

$e_p = 7\text{cm}$  : Pour une heure de résistance au feu

$e_p = 11\text{cm}$  : Pour deux heures de résistance au feu

$e_p = 17,5\text{cm}$  : Pour quatre heures de résistance au feu

On opte pour un plancher qui devrait largement résister au minimum deux heures de feu, c'est-à-dire :  $e_p = 15\text{cm}$

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

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, la masse surfacique minimale du béton est de 350Kg/m<sup>2</sup>

L'épaisseur minimale de la dalle est donc :  $e = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14\text{cm}$

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

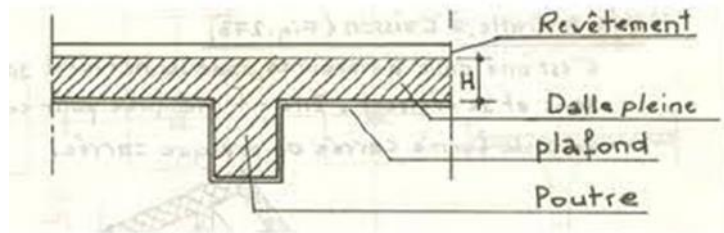


Figure II.2 : Coupe verticale d'un plancher dalle pleine

**II.2.2. Les poutres**

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles). D'après le BAEL91, les dimensions d'une section rectangulaire sont :

**Hauteur :**

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

**Largeur :**

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

Avec : L : la plus grande travée dans le sens considéré

Par ailleurs, le RPA exige pour une zone II a :

La hauteur :  $h \geq 30\text{cm}$

La largeur :  $b \geq 20\text{cm}$

Le rapport :  $\frac{h}{b} \leq 4$

**a. Les poutres principales :**

Ce sont des poutres porteuses jouant le rôle d'appuis aux poutrelles

**Hauteur :**  $\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$

**Avec :**  $L_{\max}$  : portée libre maximale entre nus d'appuis dans le sens longitudinale

$h_t$  : hauteur de la poutre

Dans notre cas :

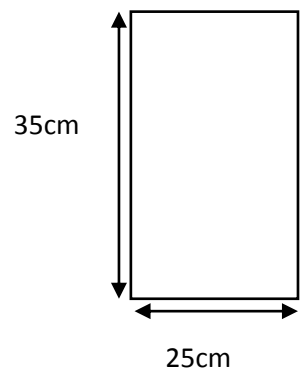
$$L_{\max} = 340 - 25 = 315$$

$$\frac{315}{15} \leq h_t \leq \frac{315}{10} \rightarrow 21 \leq h_t \leq 31,5 \text{ soit } h_t = 35\text{cm}$$

**Largeur :** elle est définie par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \rightarrow 0,4(35) \leq b \leq 0,7(35) \rightarrow 14 \leq b \leq 24,5$$

On adoptera une largeur de 25cm ( $b=25\text{cm}$ )



**Vérification des exigences (RPA99, Art 7.5.1)**

La hauteur :  $35 \geq 30\text{cm} \rightarrow$  Condition vérifier

La largeur :  $25 \geq 20\text{cm} \rightarrow$  Condition vérifier

Le rapport :  $\frac{35}{25} = 1,4 \leq 4 \rightarrow$  Condition vérifier

Figure II.3 : Dimension de la poutre principale

**b. Les poutres secondaires :**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles

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

$$L_{\max} = 330 - 25 = 305$$

$$\frac{305}{15} \leq h_t \leq \frac{305}{10} \rightarrow 20,333 \leq h_t \leq 30,5 \text{ soit } h_t = 30\text{cm}$$

**Largeur :** elle est définie par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \rightarrow 0,4(25) \leq b \leq 0,7(25) \rightarrow 12 \leq b \leq 21$$

On adoptera une largeur de 25cm (b=25cm)

**Vérification des exigences (RPA99, Art 7.5.1)**

La hauteur :  $30 \geq 30\text{cm} \rightarrow$  Condition vérifier

La largeur :  $25 \geq 20\text{cm} \rightarrow$  Condition vérifier

Le rapport :  $\frac{30}{25} = 1,2 \leq 4 \rightarrow$  Condition vérifier

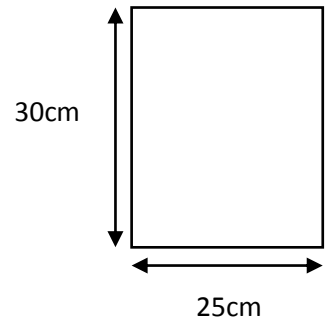


Figure II. 4 : Dimension de la poutre secondaire

**c. La poutre inclinée :**

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

$$L_{\max} = 340 - 25 = 315$$

$$\frac{315}{15} \leq h_t \leq \frac{315}{10} \rightarrow 21 \leq h_t \leq 31,5 \text{ soit } h_t = 35\text{cm}$$

**Largeur :** elle est définie par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \rightarrow 0,4(35) \leq b \leq 0,7(35) \rightarrow 14 \leq b \leq 24,5$$

On adoptera une largeur de 25cm (b=25cm)

**Vérification des exigences (RPA99, Art 7.5.1)**

La hauteur :  $35 \geq 30\text{cm} \rightarrow$  Condition vérifier

La largeur :  $25 \geq 20\text{cm} \rightarrow$  Condition vérifier

Le rapport :  $\frac{35}{25} = 1,4 \leq 4 \rightarrow$  Condition vérifier

**d. La poutre palière :**

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

$$L_{\max} = 330 - 25 = 305$$

$$\frac{305}{15} \leq h_t \leq \frac{305}{10} \rightarrow 20,333 \leq h_t \leq 30,5 \text{ soit } h_t = 30\text{cm}$$

**Largeur :** elle est définie par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \rightarrow 0,4(25) \leq b \leq 0,7(25) \rightarrow 12 \leq b \leq 21$$

On adoptera une largeur de 25cm (b=25cm)

**Vérification des exigences (RPA99, Art 7.5.1)**

La hauteur :  $30 \geq 30\text{cm} \rightarrow$  Condition vérifier

La largeur :  $25 \geq 20\text{cm} \rightarrow$  Condition vérifier

Le rapport :  $\frac{30}{25} = 1,2 \leq 4 \rightarrow$  Condition vérifier

**Les sections adoptées sont :**

- Poutre principale  $(35 \times 25)\text{cm}^2$
- Poutre secondaire  $(30 \times 25)\text{cm}^2$
- Poutre inclinée  $(35 \times 25)\text{cm}^2$
- Poutre palière  $(30 \times 25)\text{cm}^2$

**II.2.3. Les voiles**

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, ils sont destinés essentiellement à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, et aussi reprendre une partie des charges verticales.

L'épaisseur des voiles est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités (RPA99 art 7.7.1) comme le montre la figure ci de sous avec une épaisseur minimale de 15cm.

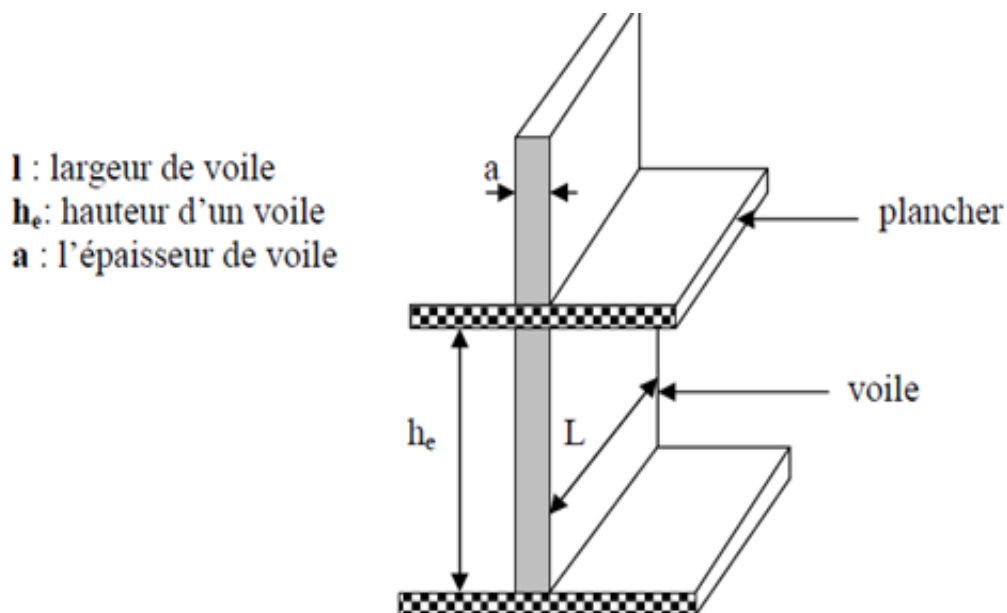


Figure.II.5 : Coupe de voile en élévation

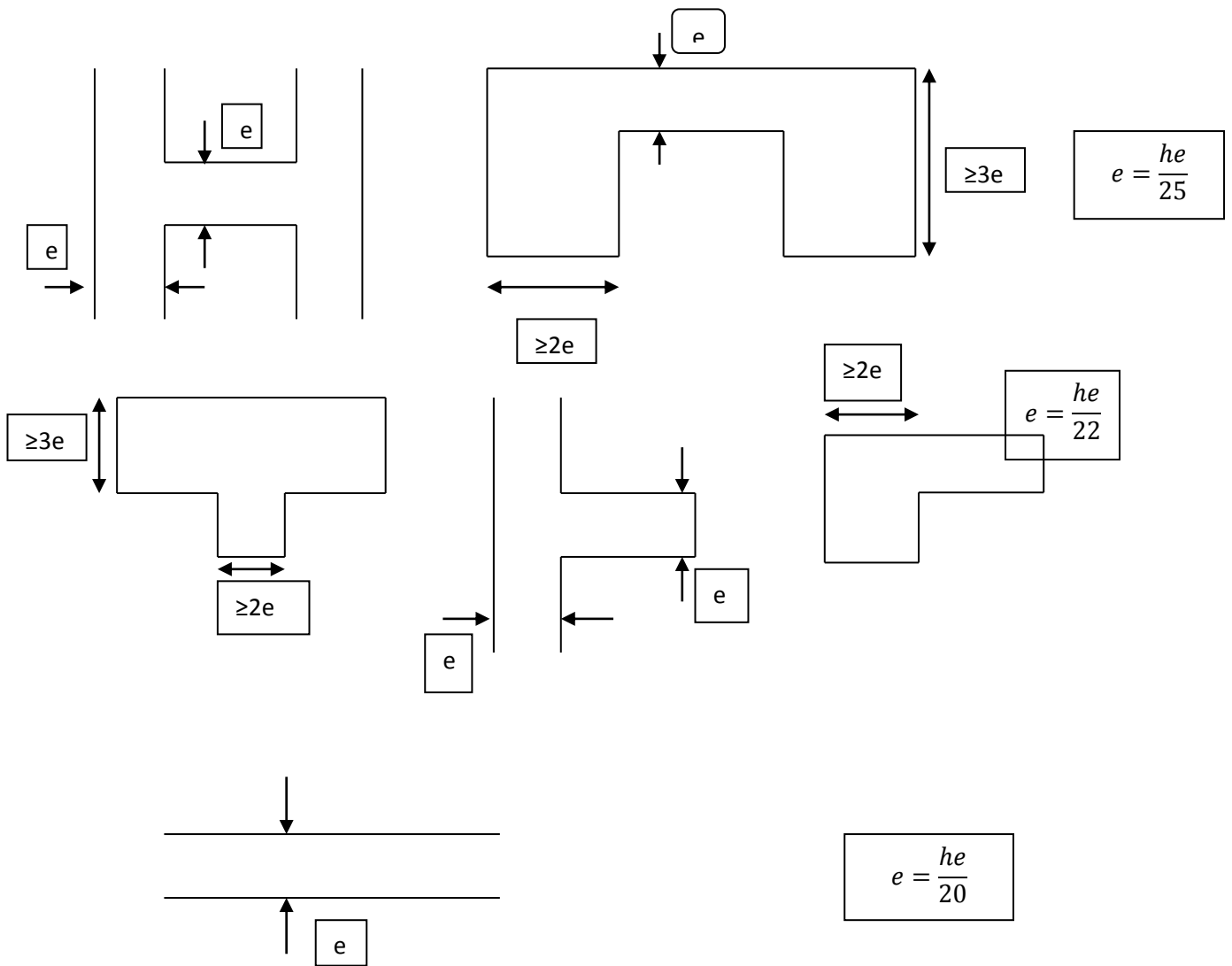


Figure.II.6 : Coupe de voile en plan

L'épaisseur des voiles est donnée par la formule :

$$e \geq \max\left(\frac{he}{25}, \frac{he}{22}, \frac{he}{20}\right) \rightarrow e \geq \frac{he}{20}$$

**he = h – ep**

Avec : he : distance entre étages

h : hauteur d'étage

ep : épaisseur de la dalle, tel que ep = 20cm

e : épaisseur du voile

• **RDC**

h = 414cm, he = 414 – 20 = 394cm

$e = \frac{he}{20} = \frac{394}{20} = 19,7\text{cm} \rightarrow e = 20\text{cm}$

- **Etages courants + étage en attique**

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

$$e = \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14,30\text{cm} \rightarrow e = 20\text{cm}$$

**Conclusion**

$$e \geq (14.30 ; 19.7) \text{ cm}$$

Donc on adopte pour les voiles une épaisseur  $e=20\text{cm}$  sur toute hauteur de la structure la condition  $L \geq 4a$  est vérifiée

$$L \geq 4(20)$$

$$L \geq 80\text{cm}$$

Avec : L : la longueur la plus petite de voiles (entre âme).

**II.2.4. Les poteaux**

Le pré dimensionnement des poteaux sera fait à l'état limite de service (ELS) en compression simple. Selon la combinaison ( $N_s = G + Q$ )

Avec :  $N_s$  : effort de compression repris par les poteaux

G : charge permanente

Q : Surcharge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

En considérant un effort N qui sera appliqué sur la section de poteau le plus sollicité elle sera déterminée à partir de la descente de charge données par les régales de **(BAEL 91 modifié 99)**

Cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$s \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{bc}}$$

Avec :  $\overline{\sigma}_{bc}$  : contrainte de compression admissible du béton

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

S : section, transversale du poteau.

**II.3. Détermination des charges et surcharge**

Pour déterminer les charges permanentes G et les charges d'exploitation Q, nous allons nous référer du document technique réglementaire **(DTR B.C.2.2)**.

On calcul aussi les descentes de charges pour but de déterminer pour chaque élément porteur la charge qui lui revient au niveau de chaque étage jusqu'à la fondation.

II.3.1. Charges permanentes

a. Toiture (Charpente en bois)

Tableau.II.1 : Charges permanentes de la charpente en bois

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique $\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Charge permanente G (KN/m <sup>2</sup> )
Couverture en tuile mécanique (litage compris)	/	/	0,4
Pannes + Chevrons + Fixation	/	/	0,1
Murs pignons	/	/	0,9
<b>Charge permanente totale</b>			<b>1,4</b>

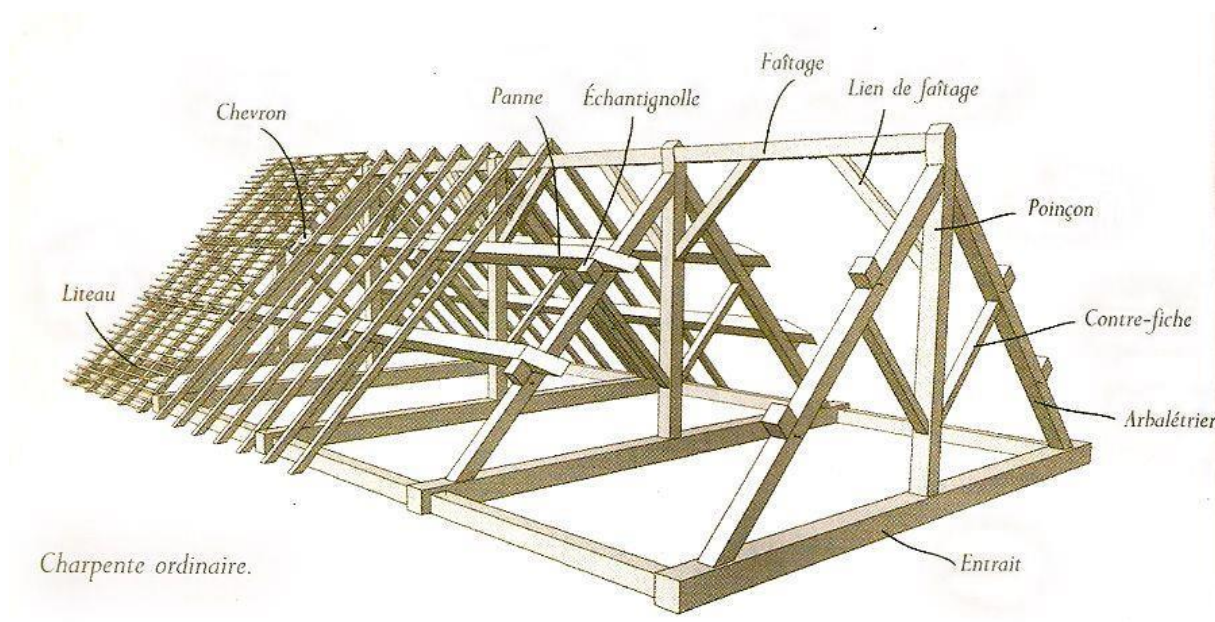


Figure.II.7 : Coupe verticale de charpente en bois

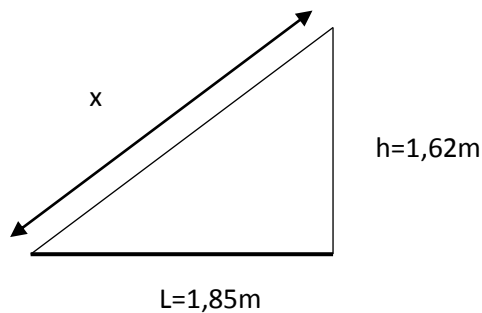


Figure.II.8 : Schéma statique de charpente en bois

Calcul de l'angle d'inclinaison  $\alpha$  :

$$\tan \alpha = \frac{h}{L}$$

$$\tan \alpha = \frac{1,62}{1,85} = 0,876 \rightarrow \text{D'ou : } \alpha = \tan^{-1}(0,876) = 41,22^\circ$$

Calcul de x :

$$\cos \alpha = \frac{1,85}{x}$$

$$\rightarrow x = \frac{1,85}{\cos \alpha} = \frac{1,85}{\cos(41,22)} = \frac{1,85}{0,752} = 2,42\text{m}$$

Calcul de la surface de la toiture incliné  $S_t$  :

$$S_t = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = S_2 = 2,42 \times \frac{3,30}{2} = 3,99\text{m}^2$$

$$S_3 = S_4 = 2,42 \times \frac{2,05}{2} = 2,48\text{m}^2$$

$$S_t = 3,99 + 3,99 + 2,48 + 2,48 = 12,94\text{m}^2$$

### **b. Plancher d'étage courant + RDC**

Tableau.II.2 : Charges permanentes du plancher d'étage courant + RDC

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique $\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Charge permanente G (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	22	0,44
Couche de sable	0,02	18	0,36
Plancher en corps creux	0,20	14	2,80
Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
Cloisons intérieure	0,1	10	1,00
<b>Charge permanente totale</b>			<b>5,24</b>

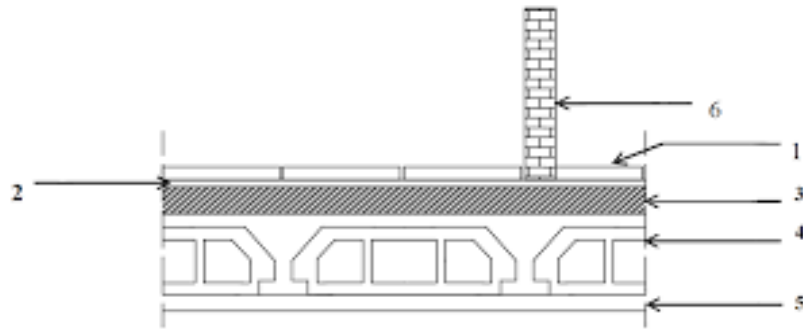


Figure.II.9 : Coupe verticale du plancher d'étage courant + RDC

c. Dalles leines

Tableau.II3 : Charges permanentes des dalles pleines

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique $\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Charge permanente G (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,03	20	0,60
Couche de sable	0,03	18	0,54
Dalle pleine en béton armé	0,15	25	3,75
Mortier de ciment	0,02	18	0,36
<b>Charge permanente totale</b>			<b>5,65</b>

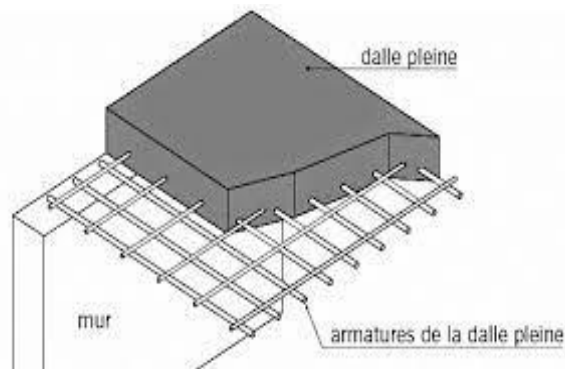


Figure.II.10 : Coupe verticale d'une dalle

**d. Murs extérieurs**

Tableau.II.4 : Charges permanentes des murs extérieures

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique $\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Charge permanente G (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de ciment	0,02	18	0,36
Briques creuses extérieures	0,15	09	1,35
Lame d'air	0,05	01	0,05
Briques creuses intérieures	0,10	09	0,90
Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
<b>Charge permanente totale</b>			<b>2,86</b>

**e. Murs intérieurs**

Tableau.II.5 : Charges permanentes des murs

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique $\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Charge permanente G (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de plâtre	0,02	10	<b>0,20</b>
Briques creuses	0,10	09	<b>0,90</b>
Enduit de plâtre	0,02	10	<b>0,20</b>
<b>Charge permanente totale</b>			<b>1,30</b>

**f. Plancher terrasse accessible en corps creux**

Tableau.II.6 : Charges permanentes de la terrasse accessible en corps creux

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique $\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Charge permanente G (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	22	0,44
Couche de sable	0,02	18	0,36
Plancher en corps creux	0,20	14	2,80
Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
<b>Charge permanente totale</b>			<b>4,36</b>

**g. Les surcharges d'exploitations**

Tableau.II.7 : Les surcharges d'exploitations

Elément	Surcharge Q (KN/m <sup>2</sup> )
Toiture	1,00
Plancher étage courant	1,50
Plancher RDC	3,50
Plancher terrasse accessible	1,50
L'escalier	2,50
Balcons (dalle pleine)	3,50
L'acrotère	1.00

**II.4. Descente de charges**

La descente de charges est effectuée pour un poteau choisi en fonction de sa surface d'influence (le poteau le plus sollicité).

Dans notre cas, on dimensionne le poteau B2 (dans le plan : Poteau situé entre la 2<sup>ème</sup> colonne et la 2<sup>ème</sup> ligne).

**II.4.1. Charges et surcharges revenant au poteau sollicité**

**1. Surface d'influence**

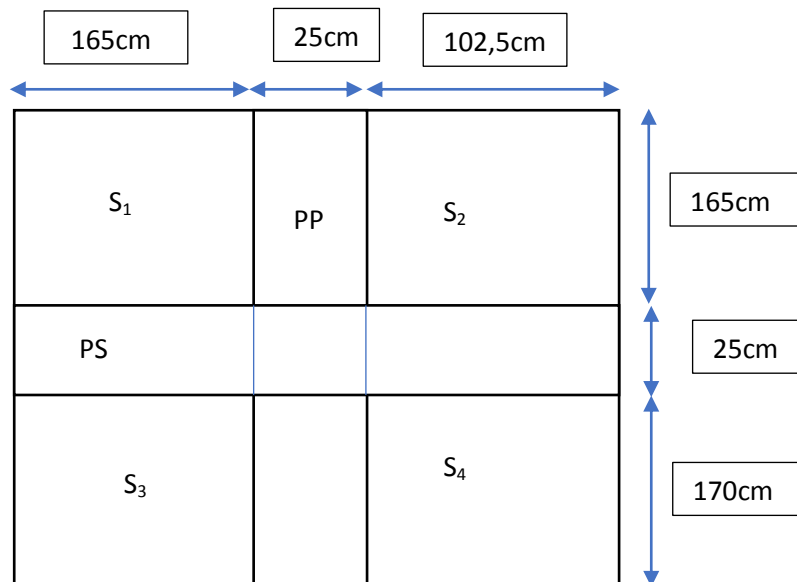


Figure.II.11 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité

$$S_{\text{nette}} = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S1 = 1,65 \times 1,65 = 2,722\text{m}^2$$

$$S2 = 1,025 \times 1,65 = 1,691\text{m}^2$$

$$S3 = 1,65 \times 1,70 = 2,805\text{m}^2$$

$$S4 = 1,025 \times 1,70 = 1,742\text{m}^2$$

$$S_{\text{nette}} = 2,722 + 1,691 + 2,805 + 1,742$$

$$S_{\text{nette}} = 8,96\text{m}^2$$

$$S_{\text{brute}} = 2,925 \times 3,6$$

$$S_{\text{brute}} = 10,53\text{m}^2$$

## **2. Poids propre des éléments**

$$P = G \times S$$

Avec :

P : poids

G : charge permanente

S : surface nette

### **a) Poids propre de toiture**

$$P = 1,4 \times 12,94$$

$$P = 18,116\text{KN}$$

### **b) Poids propre des planchers**

#### **➤ Plancher terrasse accessible**

$$P = 5,24 \times 10,53$$

$$P = 55,177\text{KN}$$

#### **➤ Plancher étages courants +RDC**

$$P = 4,36 \times 10,53$$

$$P = 45,911\text{KN}$$

**c) Poids propre des poutres**➤ **Poutres principales**

$$P_{pp} = \rho \times a \times b \times (1,65 + 1,70)$$

$$P_{pp} = 25 \times 0,35 \times 0,25 \times (1,65 + 1,70)$$

$$P_{pp} = 7,328 \text{ KN}$$

➤ **Poutres secondaires**

$$P_{ps} = \rho \times a \times b \times (1,65 + 1,025)$$

$$P_{ps} = 25 \times 0,30 \times 0,25 \times (1,65 + 1,025)$$

$$P_{ps} = 5,015 \text{ KN}$$

➤ **Poutres inclinée toiture**

$$P_{IT} = \rho \times a \times b \times (1,65 + 1,70)$$

$$P_{IT} = 25 \times 0,35 \times 0,25 \times (1,65 + 1,70) \times \cos 41,22$$

$$P_{IT} = 5,512 \text{ KN}$$

**d) Poids propre des poteaux**

Les dimensions suivantes pour tous les poteaux dans notre structure :

On calcul leurs poids :

$$P_{pot} = \rho \times S \times h$$

Avec :  $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$

S : surface des poteaux

h : hauteur d'étage

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on calcule leurs poids, après avoir fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure  $b= 25 \text{ cm}$ ,  $h=25\text{cm}$  :

➤ **Poteaux RDC : (h=4,14m)**

$$P_{P-RDC} = 25 \times 0,25 \times 0,25 \times 4,14 = 6,469 \text{ KN}$$

➤ **Poteaux Etages courants + Etage en attique : (h=3,06m)**

$$P_{P-E} = 25 \times 0,25 \times 0,25 \times 3,06 = 4,781 \text{ KN}$$

➤ **Poteaux toiture : (h=1,62m)**

$$P_{P-E} = 25 \times 0,25 \times 0,25 \times 1,62 = 2,531 \text{ KN}$$

**3. Surcharges d'exploitation**

$$Q_i = Q \times S$$

Avec : Q : surcharge d'exploitation d'un élément quelconque en KN/m<sup>2</sup>

S : surface nette

Q<sub>i</sub> : surcharge d'exploitation d'un élément quelconque en KN

➤ **Toiture**

$$Q_T = 1 \times 12,94 = 12,94 \text{ KN}$$

➤ **Plancher terrasse accessible**

$$Q_{ta} = 1,5 \times 10,53 = 15,795 \text{ KN}$$

➤ **Plancher étage courant**

$$Q_{ec} = 1,5 \times 10,53 = 15,795 \text{ KN}$$

➤ **Plancher RDC**

$$Q_{RDC} = 3,5 \times 10,53 = 36,855 \text{ KN}$$

**II.4.2. Loi de dégression de charges**

On appelle descente de charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments que compose la structure d'un bâtiment.

On commence par le niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) et on descend au niveau Inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations). Les règles du BAEL nous imposent une dégression des surcharges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité du chargement surtout les planchers. La loi de dégression des surcharges s'applique essentiellement pour des immeubles dont le nombre d'étage est supérieur ou égal à 5.

La loi de dégression de charges est donnée par la formule suivante :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_i^n Q_i \rightarrow \text{pour } n \geq 5$$

Avec :

Q<sub>0</sub> : Surcharge d'exploitation de la toiture

Q<sub>i</sub> : Surcharge d'exploitation de l'étage i

N : Nombre d'étage du haut vers le bas, pour n ≥ 5

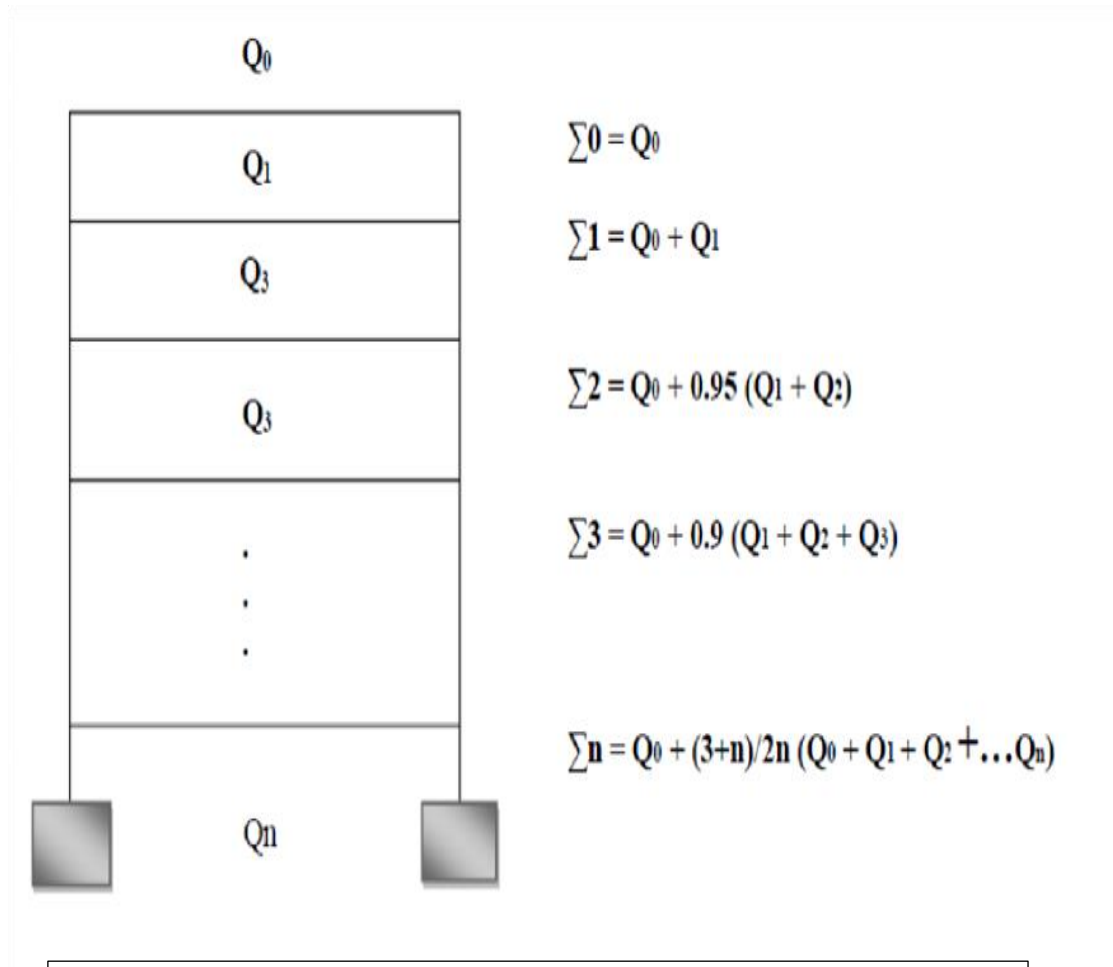


Figure.II.12 : Schéma de dégression de charges

1) Coefficient de dégression de charges

Tableau II.8 : Les coefficients de dégression de charges

Niveau	Toiture	5	4	3	2	1	RDC
Coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75

2) Les surcharges cumulés

Toiture :  $Q_0=12,94$  KN

5<sup>eme</sup>:  $Q_0+Q_1=12,94+15,795 =28,735$ KN

4<sup>eme</sup>:  $Q_0+0,95(Q_1+Q_2)=12,94+0,95(15,795 \times 2) =42,95$ KN

3<sup>eme</sup>:  $Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)=12,94+0,90(15,795 \times 3) =55,586$ KN

2<sup>eme</sup>:  $Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=12,94+0,85(15,795 \times 4) =66,643$ KN

1<sup>er</sup>:  $Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)=12,94+0,80(15,795 \times 5) =76,12$ KN

RDC :  $Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)=12,94+0,75(15,795 \times 5+36,855) =99,812$ KN

Tableau.II.9 : Tableau récapitulatif de la descente de charge

Niveau	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitations (KN)		Efforts normaux (KN)	Section des poteaux (cm <sup>2</sup> )	
	Plancher G	Poteau G	Poutre G	Total G	Cumulé G <sub>c</sub>	Plancher Q	Cumulé Q <sub>c</sub>	N = G <sub>c</sub> + Q <sub>c</sub>	Trouvée S	Adoptée S
Toiture	18,116	2,531	17,855	38,502	38,502	12,94	12,94	51,442	34,295	25X25
5	55,117	4,781	12,343	72,241	110,743	15,795	28,735	139,478	92,985	30X30
4	45,911	4,781	12,343	63,035	173,778	15,795	44,53	218,308	145,53	30X30
3	45,911	4,781	12,343	63,035	236,813	15,795	60,325	297,138	198,092	35X35
2	45,911	4,781	12,343	63,035	299,848	15,795	76,12	375,968	250,645	35X35
1	45,911	4,781	12,343	63,035	362,883	15,795	91,915	454,798	303,197	40X40
RDC	45,911	6,469	12,343	64,723	427,606	36,855	128,77	556,376	370,917	40X40

Note : On calcul S(trouvée) à partir de cette loi :  $\bar{\sigma}_{bc} = \frac{N}{S} \rightarrow S = \frac{N}{\bar{\sigma}_{bc}}$

Avec :  $\sigma_{bc} = 15\text{MPa} = 15 \times 10^{-1} = 1,5\text{KN/cm}^2$

### II.4.3. Vérifications de la résistance des poteaux au flambement

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

Il faut vérifier l'élancement  $\lambda$  des poteaux :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

$\lambda$  : Elancement du poteau.

$L_f$  : longueur de flambement du poteau ( $L_f = 0,7l_0$ )

$i$  : Rayon de giration  $i = \left(\frac{I}{S}\right)^{\frac{1}{2}}$

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

$l_0$  : Langueur libre du poteau

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

**Tableau.II.10 : Tableau récapitulatif des vérifications de la résistance des poteaux au flambement**

Niveau	b(cm)	h(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	S(cm <sup>2</sup> )	i(cm)	L <sub>0</sub> (cm)	L <sub>f</sub> (cm)	λ	λ≤50
Toiture	25	25	32552,08	625	7,217	162	113,4	15,713	C.V
5	30	30	67500	900	8,66	306	214,2	24,734	C.V
4	30	30	67500	900	8,66	306	214,2	24,734	C.V
3	35	35	125052,08	1225	10,103	306	214,2	21,202	C.V
2	35	35	125052,08	1225	10,103	306	214,2	21,202	C.V
1	40	40	213333,33	1600	11,547	306	214,2	18,55	C.V
RDC	40	40	213333,33	1600	11,547	414	289,8	25,097	C.V

### Conclusion

On conclut que la condition de l'élanement  $\lambda \leq 50$  est vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

**CHAPITRE III : CALCUL DES  
ÉLÉMENTS SECONDAIRES**

### III. Calcul des éléments secondaires

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement. Leur calcul se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL 91 modifié 99** en respectant le règlement parasismique Algérien **RPA 99 version 2003**.

#### III.1. L'acrotère

##### III.1.1. Définition

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastree à sa base soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale et réalise en béton armé. Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement qui se trouve à la base pour une bande de 1m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, il doit être vérifié à l'ELS

Il a pour rôle de :

- ✓ Protection d'étanchéité.
- ✓ Servant comme garde-corps.
- ✓ Entretien des façades.

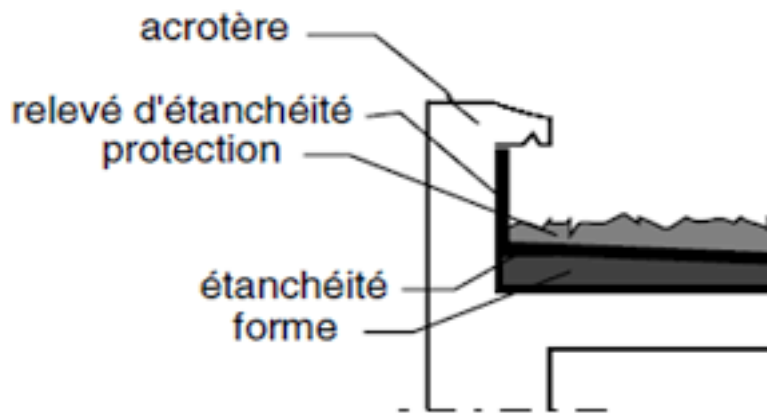


Figure III. 1.1 : Coupe verticale d'un acrotère

##### III.1.2 Dimensions et modélisation de l'acrotère

Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure suivante :

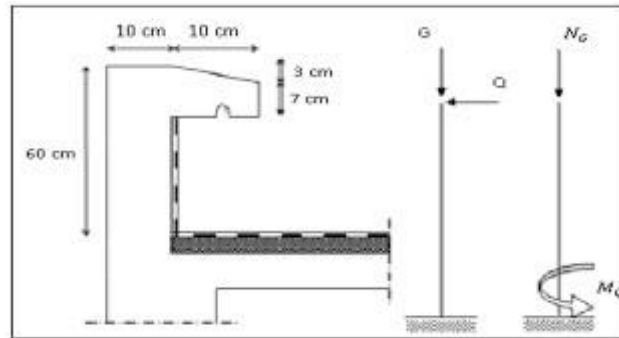


Figure III.1.2 : Dimension d'un acrotère

III.1.3. Sollicitations et combinaisons des charges

III.1.3.1. Calcul des sollicitations :

Tableau III.1.1 : Les sollicitations de l'acrotère

Les sollicitations		
Effort normal du au poids propre <b>G(KN/ml)</b>	<b><math>G = \rho_s \times s</math></b>	$\rho = 25\text{KN/m}^3$ $S = (0,6 \times 0,1) + (\frac{1}{2} \times 0,03 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1)$ $= 0,0685\text{m}^2$ $G = 25 \times 0,0685 = 1,712 \text{ KN/ml}$
Surcharges d'exploitations <b>Q(KN/ml)</b>	<b><math>Q = 1\text{KN/ml}</math></b>	$Q = 1\text{KN/ml}$
Moment de renversement <b>M(KN.M)</b>	<b><math>M = Q \times h \times 1\text{ml}</math></b>	$h = 0,6\text{m}$ $Q = 1\text{KN/ml}$ $M = 1 \times 0,6 \times 1 = 0,6 \text{ KN. m}$
Effort tranchant <b>T(KN)</b>	<b><math>T = Q \times 1\text{ml}</math></b>	$Q = 1\text{KN/ml}$ $T = 1 \times 1\text{ml} \times = 1\text{KN}$
Effort normal du au poids propre <b>N(KN)</b>	<b><math>N = G \times 1\text{ml}</math></b>	$G = 1,712 \text{ KN/ml}$ $N = 1,712 \times 1\text{ml} = 1,712 \text{ KN}$

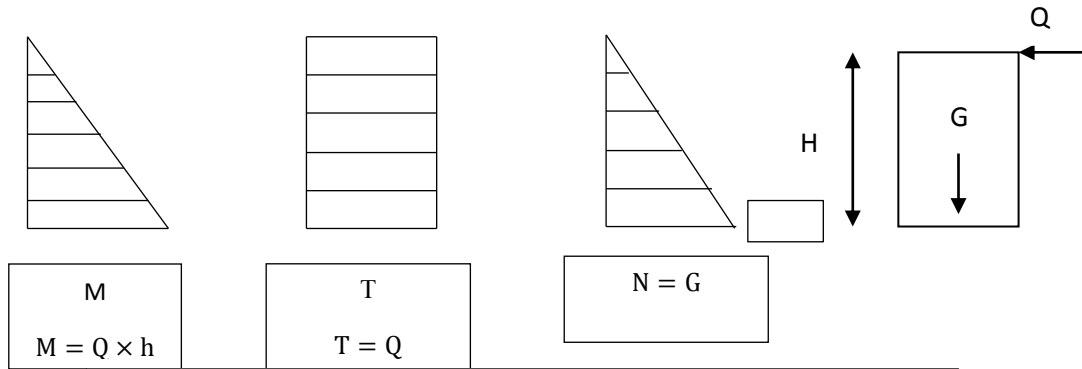


Figure III.1.3 : Diagramme des efforts internes d'un acrotère

III.1.3.2. Calcul des combinaisons de charges

Tableau III.1.2 : Les Combinaisons de charges d'un l'acrotère

Les combinaisons de charges			
ELU 1,35G + 1,5Q	N <sub>u</sub>	N <sub>u</sub> = 1,35N <sub>G</sub> + 1,5N <sub>Q</sub>	N <sub>G</sub> = 1,712KN N <sub>Q</sub> = 0 N <sub>u</sub> = 1,35 × 1,712 = 2,311 KN
	M <sub>u</sub>	M <sub>u</sub> = 1,35M <sub>G</sub> + 1,5M <sub>Q</sub>	M <sub>G</sub> = 0 M <sub>Q</sub> = 0,6KN.m M <sub>u</sub> = 1,5 × 0,6 = 0,9 KN.m
ELS G + Q	N <sub>s</sub>	N <sub>s</sub> = N <sub>G</sub> + N <sub>Q</sub>	N <sub>s</sub> = N <sub>G</sub> = 1,725 KN
	M <sub>s</sub>	M <sub>s</sub> = M <sub>G</sub> + M <sub>Q</sub>	M <sub>s</sub> = M <sub>Q</sub> = 0,6 KN.m

III.1.4. Ferrailage à l'ELU

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée. Le calcul se fera à l'ELU puis vérifié à l'ELS pour une bonde de 1m de largeur.

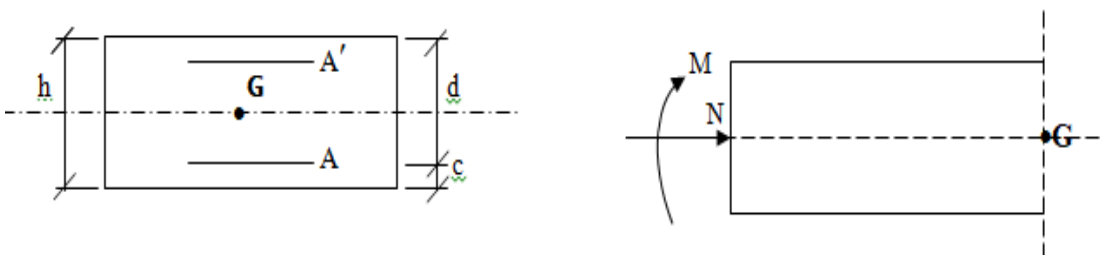


Figure III.1.4 : Dimension de la section à ferrailer d'acrotère

Avec :

h : épaisseur de la section (h = 10cm)

b : largeur de la section (b = 100cm)

c et c' : enrobage (c = c' = 2cm)

d : hauteur utile (d = h - c)

M<sub>f</sub>: Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

### III.1.4.1. Calcul de l'excentricité

Tableau III.1.3 : Calcul d'excentricité de l'acrotère

L'excentricité e <sub>u</sub> (m)	$e_u = \frac{M_u}{N_u}$	M <sub>u</sub> = 0,9 KN.m N <sub>u</sub> = 2,311KN $e_u = \frac{0,9}{2,311} = 0,389m$
Distance entre CDG de la section et CDG des armatures tendues g(m)	$g = \frac{h}{2} - c'$	h = 0,10m c' = 0,02cm $g = \frac{0,10}{2} - 0,02 = 0,05 - 0,02 = 0,03m$
Vérification	e <sub>u</sub> > g	0,389 > 0,03 → Vérifier

e<sub>u</sub> > g : est vérifier

Donc le centre de pression (point d'application de l'effort normal) se trouve à l'extérieure de la section est partiellement comprimée (SPC) donc la section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif puis on se ramène à la flexion composée.

### III.1.4.2. Calcul en flexion simple

Tableau III.1.4 : Calcul en flexion de l'acrotère

Flexion simple		
Moment fictif M <sub>f</sub> (KN.m)	$M_f = N_u(e_u + \frac{h}{2} - c')$	N <sub>u</sub> = 2,311 KN      e <sub>u</sub> = 0,389m h = 0,10m      c' = 0,02cm $M_f = 2,311 \left( 0,389 + \frac{0,10}{2} - 0,02 \right) = 2,311 \times 0,419 = 0,968KN.m$
Moment réduit μ	$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$	M <sub>f</sub> = 0,968KN.m, b = 1m, d = 0,08m $f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = 14,2MPa = 14,2 \times 10^3 KN/m^2$ $\mu = \frac{0,968}{(1)(0,08)^2(14,2 \times 10^3)} = \frac{0,968}{90,88} = 0,011$

Vérification	$\mu < \mu_l$	<p>Avec <math>\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{0,9}{0,6} = 1,5 \rightarrow \mu_l = 0,320</math> , <math>\mu = 0,011</math></p> <p><math>0,011 &lt; 0,320 \rightarrow</math> Vérifier</p>
Armatures fictives $A_f$ (cm <sup>2</sup> )	$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}}$	<p><math>M_f = 0,968 \text{KN.m}</math> , <math>\beta = 0,995</math> , <i>a partir des abaques</i> , <math>d = 0,08 \text{m}</math></p> <p><math>\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}</math></p> <p><math>A_f = \frac{0,968}{(0,995)(0,08)(348 \times 10^3)} = \frac{0,968}{27700,8} = 3,49 \times 10^{-5} \text{m}^2</math>  <math>= 0,349 \approx 0,355 \text{cm}^2</math></p>

**Note :** La section est simplement armée, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires, on a uniquement des armatures tendues.

**III.1.4.3. Calcul en flexion composée**

**Tableau III.1.5 : Calcul en flexion composée des armatures réelles de l'acrotère**

Flexion composée		
Armatures réelles $A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$	<p><math>A_f = 0,35 \text{cm}^2</math> , <math>N_u = 2,311 \text{ KN}</math></p> <p><math>\sigma_{st} = 348 \times 10^{-1} \text{ KN/cm}^2</math></p> <p><math>A_u = 0,35 - \frac{2,311}{348 \times 10^{-1}} = 0,35 - 0,066 = 0,284 \text{cm}^2</math></p>

**III.1.5. Vérification à l'ELU**

**III.1.5.1. Vérification de la condition non fragilité du béton (Art A-4.2.1, BAEL 91/99) :**

**Tableau III.1.6 : Vérification de la condition non fragilité du béton**

Condition non fragilité du béton		
Armatures réelles $A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$	$A_u = 0,284 \text{cm}^2$
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd$	<p><math>f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}</math></p> <p><math>f_e = 400 \text{MPa}</math> , <math>b = 100 \text{cm}</math> , <math>d = 8 \text{cm}</math></p> <p><math>A_{min} = 0,23 \frac{2,1}{400} (100)(8) = 0,966 \text{cm}^2</math></p>
Vérification	$A_u > A_{min}$	<p><math>A_u = 0,284 \text{cm}^2</math> , <math>A_{min} = 0,966 \text{cm}^2</math></p> <p><math>0,284 &lt; 0,966 \rightarrow</math> Non vérifier</p>

On remarque que  $A_u < A_{min} \rightarrow$  Donc  $A_s = A_{min} = 0,966cm^2$

La section d'acier est adoptée :3HA8 = 1,51cm<sup>2</sup> avec un espacement de 25cm

✚ Armatures de répartitions  $A_r$  :

$$A_r = \frac{A_{adoptée}}{4} = \frac{1,51}{4} = 0,377cm^2$$

Soit  $A_r = 3HA8 = 1,51cm^2$ , avec un espacement  $S_t = 25cm, S_t \leq \min(4h, 45cm) = 45cm$

**III.1.5.2. Vérification au cisaillement (Art A-5.1.1, BAEL 91 modifié 99) :**

Tableau III.1.7 : Vérification au cisaillement

Vérification au cisaillement		
<b>Contrainte de cisaillement</b> $\tau_u$ (MPa)	$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$	$V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5KN = 1,5 \times 10^3N$ $b = 100cm = 1000mm, d = 8cm = 80mm$ $V_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,019MPa$
<b>Contrainte de cisaillement admissible</b> $\tau_{adm}$ (MPa)	$\tau_{adm} = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right)$	$f_{c28} = 25MPa, \gamma_b = 1,5, \text{situation durable}$ $\tau_{adm} = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}, 4MPa\right) = \min(2,5; 4MPa) = 2,5MPa$
<b>Vérification</b>	$\tau_u \leq \tau_{adm}$	$0,019 < 2,5 \rightarrow$ Vérifier

**III.1.5.3. Vérification de l'adhérence (Art A.6.1, 3, BAEL 91 modifié 99) :**

Tableau III.1.8 : Vérification de l'adhérence

Vérification de l'adhérence		
<b>Contrainte tangentielle</b> $\tau_s$ (MPa)	$\tau_s = \frac{V_u}{0,9d\epsilon_u} = \frac{V_u}{0,9d(4\pi\phi)}$	$V_u = 1,5 \times 10^3N, d = 8cm = 80mm,$ $\pi = 3,14, \phi = 8mm$ $\tau_s = \frac{1,5 \times 10^3}{(0,9)(80)(4)(3,14)(8)} = \frac{1500}{7234,56} = 0,207MPa$
<b>Contrainte tangentielle limite</b> $\tau_{adm}$ (MPa)	$\tau_{adm} = 0,6\psi^2f_{t28}$	$f_{t28} = 2,1MPa, \psi = 1,5 \text{ pour HA}$ $\tau_{adm} = 0,6(1,5)^2(2,1) = 2,835MPa$
<b>Vérification de l'adhérence</b>	$\tau_s \leq \tau_{adm}$	$0,207 < 2,835 \rightarrow$ Vérifier

III.1.5.4. Ancrage des barres (Art A.6.1, 23, BAEL 91 modifié 99)

Tableau III.1.9 : Ancrage des barres

Ancrage des barres		
Ancrage des barres	$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_s}$	$\phi = 8\text{mm} = 0,8\text{cm}, f_e = 400\text{MPa}, \tau_s = 2,835\text{MPa}$
$L_s$ (cm)		$L_s = \frac{0,8(400)}{4(2,835)} = \frac{320}{11,34} = 28,219\text{cm} \rightarrow \text{soit } L_s = 30\text{cm}$

III.1.6. Vérification à l'ELS

III.1.6.1. Vérification à l'état d'ouverture des fissures (Art A-4.5, 33, BAEL 91/99)

Tableau III.1.10 : Vérification à l'état d'ouverture des fissures

Vérification à l'état d'ouverture des fissures		
Fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e (\max \{0, 5f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}}\}) \right]$	$f_e = 400\text{MPa}, f_{t28} = 2,1\text{MPa}, \eta = 1,6 \text{ pour HA}$ $\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} (400) (\max \{0,5(400), 110\sqrt{(1,6)(2,1)}\}) \right]$ $\bar{\sigma}_s = 201,63\text{MPa}$
Contrainte d'acier calculée	$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_s}$ <i>Avec :</i> $\rho = \frac{100 A_s}{bd}$	$\rho = \frac{100(2,01)}{100 \times 8} = 0,251$ , d'après l'abaque : $\beta = 0,920$ $\sigma_s = \frac{0,6 \times 10^6}{0,920 \times 80 \times 2,01} = 40,56\text{MPa}$
Vérification	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	$40,56 < 201,63 \rightarrow \text{vérifier}$

III.1.6.2. Vérification de la contrainte dans le béton

Tableau III.1.11 : Vérification de la contrainte dans le béton

Vérification de la contrainte dans le béton		
Contrainte de béton calculé $\sigma_b$ (MPa)	$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k}$	$\rho = \frac{100(2,01)}{100 \times 8} = 0,251$ , d'après l'abaque : $K = 47,50$ $\sigma_b = \frac{40,56}{47,50} = 0,85\text{MPa}$
Contrainte limite de béton	$\sigma_b = 0,6 f_{t28}$	$\sigma_b = 0,6 \times 2,1 = 1,26\text{MPa}$
Vérification	$\frac{\sigma_s}{k} \leq 0,6 f_{t28}$	$0,85 < 1,26 \rightarrow \text{vérifier}$

III.1.6.3. Vérification de l'acrotère au séisme (RPA 99, Art 6.2.3)

Tableau III.1.12 : Vérification de l'acrotère au séisme

Vérification de l'acrotère au séisme		
Les forces horizontales de calcul $F_p$ (KN/ml)	$F_p = 4AC_pW_p$	$A = 0,25$ , $C_p = 0,3$ , $w_p = G = 1,7125KN/ml$ $F_p = 4(0,25)(0,3)(1,7125) = 0,514KN/ml$
Poids propre $G$ (KN/ml)		1.725
La surcharge $Q$ (KN/ ml)		1

Avec :

$A$  : Coefficient d'accélération pour la zone et le groupe d'usage appropriés.

$C_p$  : Facteur de force horizontale (zone III, groupe d'usage 02)

$W_p$  : Poids propre de l'élément

III.2. Les escaliers

L'escalier est une structure en béton armé constituée d'une suite régulière de marches ou de degrés, permettant d'accéder a un étage de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

Dans notre projet on a des escaliers à deux volées, contrarié avec un palier de repos au niveau des étages courants et une seule volée au niveau de RDC.

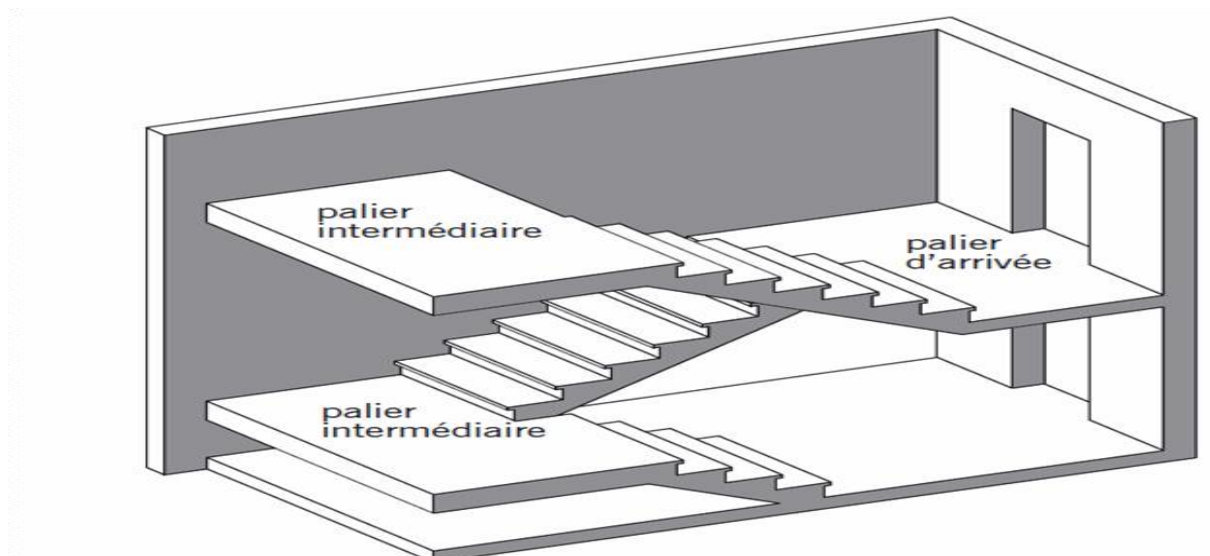


Figure III. 2.1 : Vu en plan de l'escalier

III.2.1. Pré dimensionnement

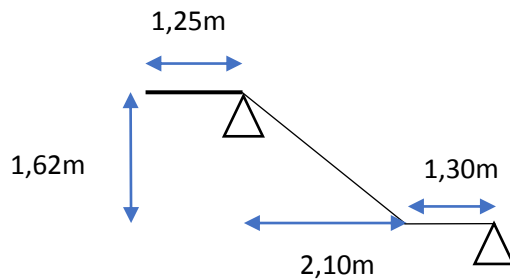


Figure III. 2.2 : Schéma statique de l'escalier

Le dimensionnement des marches et des contres marche se fera par la formule de « Blondel » :  $59 \leq g + 2h \leq 66$  [cm]

Avec : g : giron, largeur du la contre marche

h : hauteur du la contre marche

On prend en compte ce qui suit :

Tableau III.2.1 : Pré dimensionnement des escaliers

Pré dimensionnement			RDC	1 <sup>ER</sup> Etage	Etages courantes + Etage en attique
Hauteur de la contre	h(cm)		14 ≤ h ≤ 20 On prend h = 17cm		
Hauteur de la volée	H (m)	Volée 1	1,08	1,62	1,62
		Volée 2	0	1,44	1,44
Largeur de la volée	l (m)	Volée 1	1,40	1,40	1,40
		Volée 2	0	1,40	1,40
Longueur projetée de la paillasse	L <sub>1</sub> (m)	Volée 1	1,20	2,10	2,10
		Volée 2	0	2,10	2,10
Longueur Des paliers	L <sub>2</sub> (m)		1,25	1,25	1,25
Largeur des paliers	l <sub>2</sub> (m)		3,15	3,10	3,10
Nombre de contre marches	n = $\frac{H}{h}$	Volée 1	6	9	9
		Volée 2	0	8	8

Nombre de marches	$m = n - 1$	Volée 1	5	8	8
		Volée 2	0	7	7
Giron	$g(\text{cm})$		$\begin{cases} g = \frac{L_1}{m} & \text{pour le 1}^{\text{er}} \text{ étage } g = \frac{210}{7} = 26,25\text{cm} \\ 25 \leq g \leq 32 \end{cases}$ Soit $g = 26,25\text{cm}$ , $25 \leq 26,25 \leq 32 \rightarrow \text{C.V}$		
La relation de Blondel	$59 \leq g + 2h \leq 66 [\text{cm}]$		$59 \leq 26,25 + 2 \times 17 \leq 66 [\text{cm}]$ $59 \leq 60,25 \leq 66 [\text{cm}] \rightarrow \text{C.V}$		
L'angle d'inclinaison $\alpha$	$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L_1}\right)$		$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{1,62}{2,10}\right) = \tan^{-1}(0,771) = 37,63^\circ$		
L'épaisseur de la paillasse et le palier	$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20}$ $L = L_0 + L_2$ $L_0 = \frac{L_1}{\cos \alpha}$		$L_0 = \frac{2,10}{\cos(37,63)} = \frac{2,10}{0,792} = 2,65\text{m} = 265\text{cm}$ Calcul de L : $L = 265 + 125 = 390 \text{ cm}$ , $\frac{390}{30} = 13 \leq ep \leq \frac{390}{20} = 19,5$ Soit : $ep = 15 \text{ cm}$		

- La marche : est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale.
- Le contre marche : est la partie verticale entre deux marches.
- Une volée : est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.
- Un palier : est la plateforme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires.
- L'emmarchement : représente la largeur de la marche.
- La paillasse : est une dalle inclinée en béton armée incorporant les marches et contre marche

### III.2.2. Détermination des sollicitations de calcul

Le calcul se fera en flexion simple pour 1ml d'emmarchement et une bande de 1m de projection horizontale et en considérant la paillasse comme une poutre semi – encastree au droit des deux paliers.

## III.2.2.1. Les charge permanentes et charges d'exploitations

## a) Les charges permanentes

Tableau III.2.2 : La charge permanente de la paillasse et le palier

Charges permanentes (KN/m)		
	Paillasse	palier
Poids propre $P_p$	$P_p = \frac{25 \times 0,20}{\cos(37,63)} = 6,313$	$P_p = 25 \times 0,20 \times 1m = 5$
Poids de la marche $P_m$	$P_m = 25 \times \frac{0,17}{2} \times 1ml = 2,125$	
Poids des carrelages scelles $P_c$	$P_c = 22 \times 0,02 \times 1ml = 0,44$	$P_c = 22 \times 0,02 \times 1ml = 0,44$
Couche de sable $C_s$	$C_s = 18 \times 0,02 \times 1ml = 0,36$	$C_s = 18 \times 0,02 \times 1ml = 0,36$
Poids de plâtre $P_{pl}$	$P_{pl} = 18 \times 0,02 \times 1ml = 0,36$	$P_{pl} = 18 \times 0,02 \times 1ml = 0,36$
Poids du garde-corps $P_{gc}$	$P_{gc} = 22 \times 0,02 \times 1ml = 0,44$	$P_{gc} = 22 \times 0,02 \times 1ml = 0,44$
Charge totale G	10,038 KN/m	6,6 KN/m

## b) Les charges d'exploitations

La charge d'exploitation des escaliers est définie a partir des prescriptions du DTR qui est la même pour la paillasse et le palier :

$$Q = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

## III.2.2.2. Les combinaisons de charges

Tableau III.2.3 : Les combinaisons de charges

	ELU	ELS
	$q_u = 1,35 G + 1,5 Q$	$q_s = G + Q$
Paillasse	$q_u = 1,35(10,038) + 1,5(2,5)$ $= 17,301 \text{ KN/m}$	$q_s = 10,038 + 2,5 = 12,538$
Palier de départ et de repos	$q_u = 1,35(6,6) + 1,5(2,5)$ $= 12,66 \text{ KN/m}$	$q_s = 6,6 + 2,5$ $= 9,1 \text{ KN/m}$

Mur extérieur :  $F=2,86(3,06) = 8,75\text{KN}$

III.2.3. Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELU

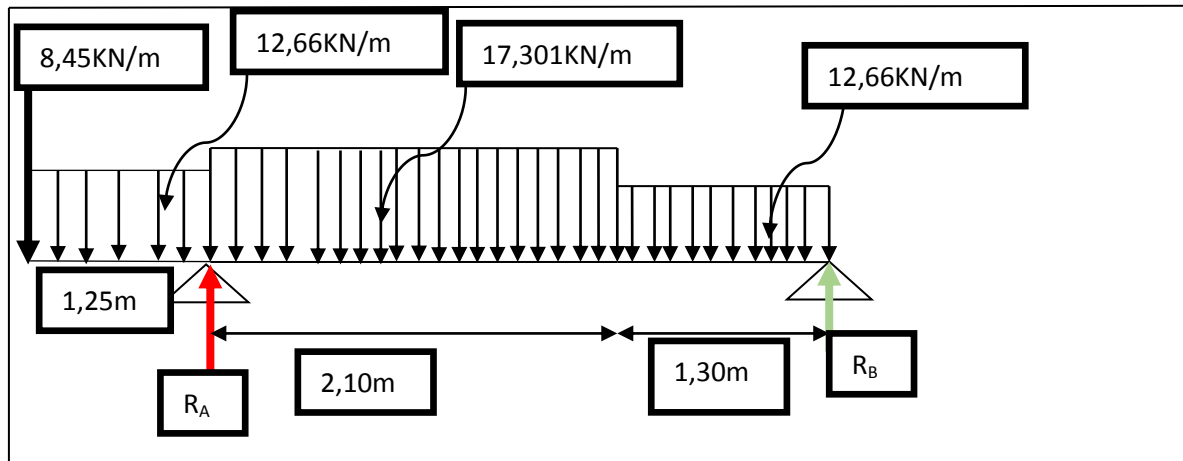


Figure III.2.2 : Schéma statique de calcul des escaliers à l'ELU

III.2.3.1. Réactions d'appuis

Tableau III.2.4 : Les réactions d'appuis

Les réactions d'appuis	
$\sum F/y = 0$	$R_A - (2,10)(17,301) - (1,25)(12,66) - (1,30)(12,66) - 8,75 + R_B = 0$ $R_A + R_B = (2,10)(17,301) + (1,25)(12,66) + (1,30)(12,66) + 8,75$ $R_A + R_B = 36,332 + 15,825 + 16,458 + 8,75$ $R_A + R_B = 77,365 \text{ KN/m}$
$\sum M/A = 0$	$-8,75(1,25) - (12,66) \left( \frac{1,25^2}{2} \right) - (17,301) \left( \frac{2,10^2}{2} \right) - (12,66)(1,30) \left( 2,10 + \frac{1,30}{2} \right)$ $+ R_B(1,25 + 2,10 + 1,30) = 0$ $4,65R_B = 10,937 + 9,89 + 38,149 + 45,259$ $4,65R_B = 104,235$ $R_B = \frac{104,235}{4,65} = 22,416$ $R_A = 80,455 - R_B = 77,365 - 22,416 = 54,949$
Les valeurs de $R_B$ et $R_A$	$R_B = 22,416 \text{ KN}$ $R_A = 54,949 \text{ KN}$

III.2.3.2. Calcul des efforts et moments fléchissants

Tableau III.2.5 : Les efforts tranchants et les moments

Les efforts tranchants et les moments fléchissant			
<p>1<sup>er</sup> tronçon <math>0 &lt; x &lt; 1,25m</math></p>	$T(x) + 8,75 + 12,66x = 0$ $T(x) = -8,75 - 12,66x$		
<p>L'effort tranchant <math>T(y)(KN)</math></p>	<table border="1"> <tr> <td><math>x = 0m \rightarrow T(x) = -8,75KN</math></td> <td><math>x = 1,25m \rightarrow T(x) = -24,575KN</math></td> </tr> </table>	$x = 0m \rightarrow T(x) = -8,75KN$	$x = 1,25m \rightarrow T(x) = -24,575KN$
$x = 0m \rightarrow T(x) = -8,75KN$	$x = 1,25m \rightarrow T(x) = -24,575KN$		
<p>Moment fléchissant <math>M(x)(KN.m)</math></p>	$M(x) = -8,75x - 12,66 \frac{x^2}{2}$ <table border="1"> <tr> <td><math>x = 0m \rightarrow M(x) = 0KN.m</math></td> <td><math>x = 1,25m \rightarrow M(x) = -20,827KN.m</math></td> </tr> </table>	$x = 0m \rightarrow M(x) = 0KN.m$	$x = 1,25m \rightarrow M(x) = -20,827KN.m$
$x = 0m \rightarrow M(x) = 0KN.m$	$x = 1,25m \rightarrow M(x) = -20,827KN.m$		
<p>2<sup>eme</sup> tronçon <math>1,25 &lt; x &lt; 3,35m</math></p>	$T(x) = -8,75 - 12,66(1,25) + R_A - 17,301(x - 1,25)$ $T(x) = -8,75 - 15,825 + 54,949 - 17,301x + 21,626$ $T(x) = -17,301x + 52$		
<p>L'effort tranchant <math>T(y)</math> <math>(KN)</math></p>	<table border="1"> <tr> <td><math>x = 1,25m \rightarrow T(x) = 30,374KN</math></td> <td><math>x = 3,35m \rightarrow T(x) = -5,958KN</math></td> </tr> </table>	$x = 1,25m \rightarrow T(x) = 30,374KN$	$x = 3,35m \rightarrow T(x) = -5,958KN$
$x = 1,25m \rightarrow T(x) = 30,374KN$	$x = 3,35m \rightarrow T(x) = -5,958KN$		
<p>Moment fléchissant <math>M(x)</math> <math>(KN.m)</math></p>	$M(x) = -8,75x - 12,66(1,25) \left(x - \frac{1,25}{2}\right) + R_A(x - 1,25) - 17,301 \frac{(x - 1,25)^2}{2}$ $M(x) = -17,301 \frac{x^2}{2} + 52x - 72,311$ <table border="1"> <tr> <td><math>x = 1,25m \rightarrow M(x) = -20,827KN.m</math></td> <td><math>x = 3,35m \rightarrow M(x) = 4,809 KN.m</math></td> </tr> </table>	$x = 1,25m \rightarrow M(x) = -20,827KN.m$	$x = 3,35m \rightarrow M(x) = 4,809 KN.m$
$x = 1,25m \rightarrow M(x) = -20,827KN.m$	$x = 3,35m \rightarrow M(x) = 4,809 KN.m$		

<p>3<sup>eme</sup> tronçon <math>0 &lt; x &lt; 1,30m</math></p>		
<p>L'effort tranchant <math>T(y)</math> (KN)</p>	$T(x) = -R_B + 12,66x$ $T(x) = -22,416 + 12,66x$	
<p>Moment fléchissant <math>M(x)</math> (KN.m)</p>	$M(x) = R_B x - 12,66 \frac{x^2}{2}$ $M(x) = 22,416x - 12,66 \frac{x^2}{2}$	
	$x = 0m \rightarrow T(x) = -22,416 \text{ KN}$	$x = 1,30m \rightarrow T(x) = -5,958 \text{ KN}$
	$x = 0m \rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m}$	$x = 1,30m \rightarrow M(x) = 18,443 \text{ KN.M}$

**Calcul du moment maximal  $M(x)_{max}$**

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

$$T(y) = 0$$

$$-17,301x + 52 = 0 \rightarrow x = \frac{52}{17,301} = 3m$$

Pour  $x=3m$ ,  $M(x)=M(x)_{max}$

En remplaçant la valeur de  $x$  dans l'équation  $M(x)$

$$M(3) = -17,301 \frac{(3)^2}{2} + 52(3) - 72,311 = -77,854 + 156 - 72,311 = 5,835 \text{ KN.m}$$

$$M_{max} = M(3) = 5,835 \text{ KN.m}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on porte une correction pour le moment  $M_{umax}$  au niveau des appuis et en travées.

Aux appuis :  $M_u^a = -0,3M^{max} = -0,3(5,835) = -1,75 \text{ KN.m}$

En travée :  $M_u^t = 0,85M^{max} = 0,85(5,835) = 4,96 \text{ KN.m}$

**III.2.4. Calcul du ferrailage à l'ELU**

Le ferrailage se fera pour une bonde de 1m en flexion simple, pour cela on utilise les résultats des efforts tranchants et puis les moments fléchissants calculer avant.

La hauteur	h=17cm	
La largeur	b=100cm	
L'enrobage	c=c'=2cm	
d=h-c	d=15cm	

Moment réduit  $\mu$  :  $\mu = \frac{M}{bd^2f_{bu}}$ , avec  $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta\gamma_b} = 14.2\text{MPa}$  et  $\mu_1 = 0.392$

Armature fictive  $A_f$  :  $A_f = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}}$  avec  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$  et  $\beta$  (dans l'abaque)

Armature de répartition  $A_r$  :  $A_r = \frac{A}{4}$

Tableau III.2.6 : Calcul de ferrailage à l'ELU

		Aux appuis	En travée
Les moments (KN.m)	$M_u$	$M_u^a = 1,75\text{KN.m}$	$M_u^t = 4,96\text{KN.m}$
Moment réduit $\mu$	$\mu = \frac{M}{bd^2f_{bu}}$	$\mu = \frac{1,75 \times 10^6}{100 \times 10(15 \times 10)^2(14,2)}$ $\mu = 0,005$	$\mu = \frac{4,96 \times 10^6}{100 \times 10(15 \times 10)^2(14,2)}$ $\mu = 0,015$
Vérification $\mu < \mu_1$	$\mu < 0.392$	$0,005 < 0.392 \rightarrow C.V$	$0,015 < 0.392 \rightarrow C.V$
Valeur $\beta$	Dans les abaques	0.998	0.993
<b>La section est simplement armée</b>			
Armatures fictives ( $\text{cm}^2$ )	$A_f = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}}$	$A_f = \frac{1,75 \times 10^6}{0,998 \times 15 \times 10 \times 348}$ 0,33	$A_f = \frac{4,96 \times 10^6}{0,993 \times 15 \times 10 \times 348}$ 0,95
A adoptée ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )		4HA12 $\rightarrow 4,52 \text{cm}^2$	4HA12 $\rightarrow 4,52 \text{cm}^2$
Espacement st (cm)		20	20
Armatures de répartitions $A_r$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_r = \frac{A}{4}$	$A_r = \frac{0,33}{4} = 0,082$	$A_r = \frac{0,95}{4} = 0,24$
Armatures adoptées ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )		4HA10 $\rightarrow 3,14 \text{cm}^2$	
Espacement st (cm)		20	

III.2.5. Vérification à l'ELU

□.2.5.1. Condition de non fragilité (A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99)

On doit vérifier  $A \geq A_{min}$

Tableau III.2.7 : Vérification a non fragilité

Condition de non fragilité		
A (cm <sup>2</sup> )	En travée	4,52
	Aux appuis	4,52
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	$A_{min} = \frac{0,23f_{t28}}{f_e} bd$	$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}, f_e = 400 \text{ MPa}, b = 100 \text{ cm}, d = 15 \text{ cm}$ $A_{min} = \frac{0,23 \times 2,1}{400} \times 100 \times 15$ $A_{min} = 1,811$
Vérification	En travée	4,52 > 1.811 → C.V
	Aux appuis	4,52 > 1.811 → C.V

III.2.5.2. L'adhérence des barres (A.6.1.3/BAEL 91 modifier 99)

La contrainte d'adhérence  $\tau_s$  doit être inférieure à la valeur limite ultime  $\tau_{sadm}$

Tableau III.2.8 : Vérification de l'adhérence des barres

Vérification de l'adhérence des barres			
La contrainte d'adhérence $\tau_s$ (MPa)	$\tau_s = \frac{V_u}{0.9d \sum \mu}$	En travées $\tau_s = \frac{V_u}{0.9d4\pi\phi}$	Avec : $V_u = 30,374 \text{ KN}, d = 15 \text{ cm}, \phi = 12 \text{ mm}$ $\tau_s = \frac{30,374 \times 10^3}{0.9 \times 15 \times 10 \times 4 \times 3.14 \times 12}$ $\tau_s = 1,492$
		Aux appuis $\tau_s = \frac{V_u}{0.9d4\pi\phi}$	Avec : $V_u = 30,374 \text{ KN}, d = 15 \text{ cm}, \phi = 12 \text{ mm}$ $\tau_s = \frac{30,374 \times 10^3}{0.9 \times 15 \times 10 \times 4 \times 3.14 \times 12}$ $\tau_s = 1,492$
La contrainte admissible $\tau_{adm}$ (MPa)	$\tau_{adm} = \psi f_{t28}$		Avec : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}, \psi = 1,5$ $\tau_{adm} = 1,5 \times 2,1$ $\tau_{adm} = 3,15 \text{ MPa}$
Vérification	$\tau_s \leq \tau_{adm}$	En travée	1,492 < 3,15 → C.V
		Aux appuis	1,492 < 3,15 → C.V

III.2.5.3. L'espacement des barres

Tableau III.2.9 : Vérification de l'espacement des barres

Armatures principales	$S_{tmax} \leq \min\{3h, 33cm\}$	$S_{tmax} \leq \min\{3(17), 33cm\} = 20cm \rightarrow C.V$
Armatures de répartitions	$S_{tmax} \leq \min\{4h, 33cm\}$	$S_{tmax} \leq \min\{4(17), 33cm\} = 20cm \rightarrow C.V$

III.2.5.4. Longueur du scellement droit (ancrage) (Art A-6.1.22.1/BAEL 91)

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

Tableau III.2.10 : Vérification de La longueur de scellement droit

Longueur de scellement droite		
$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$	$\phi = 12mm$ $f_e = 400MPa$ $\tau_{su} = 0.6\Psi^2 f_{t28} = 2.835MPa$	$L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 423,3mm$ $L_s = 42,33cm$
Les règlements de BAEL 91, admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal de longueur $L_c$		
$L_c = 0.4L_s$	$L_s = 42,33cm$	$L_c = 0,4(42,33)$ $L_c = 16,93cm$

III.2.5.5. Vérification de l'effort tranchant

Tableau III.2.11 : Vérification de l'effort tranchant

Vérification de l'effort tranchant		
$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd}$	$T_u^{max} = 30,374 KN$ $b = 100cm, d = 15cm$	$\tau_u = \frac{30,374 \times 10^3}{100 \times 10 \times 15 \times 10}$ $\tau_u = 0,202MPa$
Les escaliers n'ont pas exposé aux intempéries les fissurations sont donc considérées comme étant peu nuisibles		
$\bar{\tau}_u = \min\{0.13f_{c28}, 5MPa\}$	$f_{c28} = 25MPa$	$\bar{\tau}_u = \min\{0,13(25); 5MPa\} = 3,25$ $\bar{\tau}_u = 3,25MPa$
Vérification	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	$0,202 < 3.25 \rightarrow C.V$

III.2.5.6. Influence de l'effort tranchant

Tableau III.2.12 : Vérification d'influence de l'effort tranchant

Influence de l'effort tranchant		
$T_u^{\max} \leq \bar{T}_u$	$T_u^{\max}$	$T_u^{\max} = 30,374 \text{ KN}$
	$\bar{T}_u = \frac{0.4f_{c28} \times 0.9bd}{\gamma_b}$	$\bar{T}_u = \frac{0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,9 \times 1 \times 0,15}{1,5} = 900 \text{ KN}$
	Vérification	$30,374 < 900 \rightarrow \text{C.V}$

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

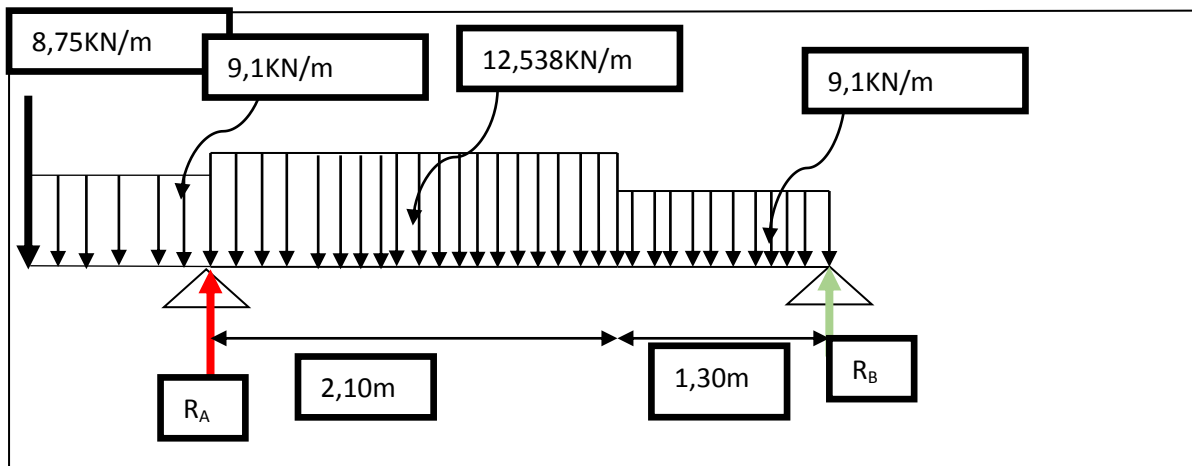


Figure III.2.3 : Schéma statique de calcul des escaliers à l'ELS

III.2.6.1. Réactions d'appuis

Tableau III.2.13 : Les réactions d'appuis à l'ELS

Les réactions d'appuis	
$\sum F/y = 0$	$R_A - (2,10)(12,538) - (1,25)(9,1) - (1,30)(9,1) - 8,75 + R_B = 0$ $R_A + R_B = (2,10)(12,538) + (1,25)(9,1) + (1,30)(9,1) + 8,75$ $R_A + R_B = 26,33 + 11,375 + 11,83 + 8,75$ $R_A + R_B = 58,285 \text{ KN/m}$
$\sum M/A = 0$	$-8,75(1,25) - (9,1)\left(\frac{1,25^2}{2}\right) - (12,538)\left(\frac{2,10^2}{2}\right) - (9,1)(1,30)\left(2,10 + \frac{1,30}{2}\right)$ $+ R_B(1,25 + 2,10 + 1,30) = 0$ $4,65R_B = 10,937 + 7,11 + 27,646 + 32,532$ $4,65R_B = 72,225$

	$R_B = \frac{72,225}{4,65} = 16,822$ $R_A = 58,285 - R_B = 58,285 - 16,822 = 41,463$
Les valeurs de $R_B$ et $R_A$	$R_B = 16,822 \text{ KN}$ $R_A = 41,463 \text{ KN}$

III.2.6.2. Calcul des efforts et moments fléchissants

Tableau III.2.14 : Les efforts tranchants et les moments

Les efforts tranchants et les moments fléchissant			
<p>1<sup>er</sup> tronçon</p> <p><math>0 &lt; x &lt; 1,25m</math></p>			
L'effort tranchant $T(y)(\text{KN})$	$T(x) + 8,75 + 9,1x = 0$ $T(x) = -8,75 - 9,1x$		
	<table border="1"> <tr> <td><math>x = 0m \rightarrow T(x) = -8,75\text{KN}</math></td> <td><math>x = 1,25m \rightarrow T(x) = -20,125\text{KN}</math></td> </tr> </table>	$x = 0m \rightarrow T(x) = -8,75\text{KN}$	$x = 1,25m \rightarrow T(x) = -20,125\text{KN}$
$x = 0m \rightarrow T(x) = -8,75\text{KN}$	$x = 1,25m \rightarrow T(x) = -20,125\text{KN}$		
Moment fléchissant $M(x)(\text{KN.m})$	$M(x) = -8,75x - 9,1 \frac{x^2}{2}$		
	<table border="1"> <tr> <td><math>x = 0m \rightarrow M(x) = 0\text{KN.m}</math></td> <td><math>x = 1,25m \rightarrow M(x) = -18,047\text{KN.m}</math></td> </tr> </table>	$x = 0m \rightarrow M(x) = 0\text{KN.m}$	$x = 1,25m \rightarrow M(x) = -18,047\text{KN.m}$
$x = 0m \rightarrow M(x) = 0\text{KN.m}$	$x = 1,25m \rightarrow M(x) = -18,047\text{KN.m}$		
<p>2<sup>eme</sup> tronçon</p> <p><math>1,25 &lt; x &lt; 3,35m</math></p>			
L'effort tranchant $T(y)$ (KN)	$T(x) = -8,75 - 9,1(1,25) + R_A - 12,538(x - 1,25)$ $T(x) = -8,75 - 11,375 + 41,463 - 12,538x + 15,672$ $T(x) = -12,538x + 37,01$		
	<table border="1"> <tr> <td><math>x = 1,25m \rightarrow T(x) = 21,337\text{KN}</math></td> <td><math>x = 3,35m \rightarrow T(x) = -4,992\text{KN}</math></td> </tr> </table>	$x = 1,25m \rightarrow T(x) = 21,337\text{KN}$	$x = 3,35m \rightarrow T(x) = -4,992\text{KN}$
$x = 1,25m \rightarrow T(x) = 21,337\text{KN}$	$x = 3,35m \rightarrow T(x) = -4,992\text{KN}$		

Moment fléchissant <b>M(x)</b> <b>(KN.m)</b>	$M(x) = -8,75x - 9,1(1,25) \left(x - \frac{1,25}{2}\right) + R_A(x - 1,25) - 12,538 \frac{(x - 1,25)^2}{2}$ $M(x) = -12,538 \frac{x^2}{2} + 37,01x - 54,515$	
	$x = 1,25m \rightarrow M(x) = -22,048KN.m$	$x = 3,35m \rightarrow M(x) = -0,886 KN.m$
3 <sup>eme</sup> tronçon $0 < x < 1,30m$		
L'effort tranchant <b>T(y)</b> <b>(KN)</b>	$T(x) = -R_B + 9,1x$ $T(x) = -16,822 + 9,1x$	
	$x = 0m \rightarrow T(x) = -16,822 KN$	$x = 1,30m \rightarrow T(x) = -4,992 KN$
Moment fléchissant <b>M(x)</b> <b>(KN.m)</b>	$M(x) = R_B x - 9,1 \frac{x^2}{2}$ $M(x) = 16,822x - 9,1 \frac{x^2}{2}$	
	$x = 0m \rightarrow M(x) = 0KN.m$	$x = 1,30m \rightarrow M(x) = 14,179KN.M$

**Calcul du moment maximal  $M(x)_{max}$**

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

$$T(y) = 0$$

$$-12,538x + 37,01 = 0 \rightarrow x = \frac{37,01}{12,538}$$

Pour  $x=2,95m$ ,  $M(x)=M(x)_{max}$

En remplaçant la valeur de x dans l'équation M(x)

$$M(2,95) = -12,538 \frac{(2,95)^2}{2} + 37,01(2,95) - 54,515 = -54,556 + 109,179 - 54,515$$

$$M^{max} = 0,067KN.m$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on porte une correction pour le moment  $M_{umax}$  au niveau des appuis et en travées.

Aux appuis :  $M_u^a = 0.3M(x)_{max} = -0.3(0,067) = 0,0201KN.m$

En travée :  $M_u^t = 0.85M(x)_{max} = 0.85(16,272) = 0,057KN.m$

**III.2.7. Vérification à l'ELS**

**III.2.7.1. Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL91. Art. 5.34)**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, Donc aucune vérification à effectuer.

**III.2.7.2. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier**

Tableau III.2.15 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

	En travées	Aux appuis
Les moments	$M_{max} = 0,057 \text{KN.m}$	$M_{max} = 0,0201 \text{KN.m}$
Les armatures	$A_{st} = 4,52 \text{cm}^2$	$A_{st} = 4,52 \text{cm}^2$
$\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b \cdot d}$	$\rho = \frac{100(4,52)}{100(15)} = 0.301$	$\rho = \frac{100(4,52)}{100(15)} = 0.301$
La valeur de $\beta$	D'après l'abaque : $\beta = 0,914$	D'après l'abaque : $\beta = 0,914$
La valeur de $K_1$	$K_1 = 43,14$	$K_1 = 43,14$
La contrainte $\tau_s = \frac{M_{max}}{\beta_1 d A_{st}}$	$\tau_s = \frac{0,057 \times 10^6}{0,914(15 \times 10)(4,52 \times 10^2)}$ $\tau_s = 0,919 \text{ MPa}$	$\tau_s = \frac{0,0201 \times 10^6}{0,914(15 \times 10)(4,52 \times 10^2)}$ $\tau_s = 0,315 \text{ MPa}$
$\tau_{bc} = \frac{\tau_s}{K}$	$\tau_{bc} = \frac{0,919}{43,14}$ $\tau_{bc} = 0,021 \text{ MPa}$	$\tau_{bc} = \frac{0,315}{43,14}$ $\tau_{bc} = 0,007 \text{ MPa}$
Vérification dans le béton $\tau_{bc} < 15 \text{ MPa}$	$0,021 < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$	$0,007 < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$
Vérification dans l'acier $\tau_s < 348 \text{ MPa}$	$0,919 < 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$	$0,315 < 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$

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

III.2.7.3. Etat limite de déformation (Art B.6.8.424/BAEL 91)

Tableau III.2.16 : Etat limite de déformation

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$h = 17\text{cm} = 0,17\text{m}, L = 3,90\text{m}$ $\frac{h}{L} = \frac{0,17}{3,90} = 0,043$
	$\frac{1}{16} = 0,0625$
	$0,043 < 0,0625 \rightarrow C.N.V$
$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$	$f_e = 400\text{MPa}$ $\frac{4,2}{400} = 0,0105$
	$A: \text{section des armatures } A = 4,52\text{cm}^2$ $b = 100\text{cm}, d = 15\text{cm},$ $\frac{A}{b \times d^2} = \frac{4,52}{100(15)^2} = 0,0002$
	$0,0002 < 0,0105 \rightarrow C.V$
$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{h}{L} = \frac{0,17}{3,90} = 0,043$
	$M_t = 0,057\text{KN.m} \rightarrow \text{moment max en travée}$ $M_0 = 0,067\text{KN.m} \rightarrow \text{moment max de la travée isostatique}$ $\frac{M_t}{10M_0} = \frac{0,057}{10(0,067)} = 0,085$
	$0,043 < 0,085 \rightarrow C.N.V$

Remarque : Vu que les conditions ne sont pas vérifiées on doit procéder au calcul de la flèche (BAEL /B.6.5.2).

III.2.7.4. Calcul de la flèche

Tableau III.2.17 : Calcul de la flèche

<p><b>La flèche</b></p> $f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_V \times I}$	$q_s = \max(q'_{ps}; q'_{pl})$ $q_s = (12,538; 9,1) \rightarrow q_s = 12,538 \text{ KN/m}$	
	$L = 3,90\text{m}$	
	$E_V$ : module de déformation différé $E_V = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,96\text{MPa}$	
	Avec : $b = 100\text{cm}, c = 2\text{cm}, A = 4,52\text{cm}^2$ $\delta_{xx}$ : moment statique de la section homogène $\delta_{xx} = \frac{b \times h^3}{2} + 15 \times A \times d = \frac{100 \times 17^2}{2} + 15(4,52)(15) = 15467\text{cm}^3$	
	$B_0$ : Surface de la section homogène $\beta_0 = b \times h + 15A = 100 \times 17 + 15(4,52) = 1567,8\text{cm}^2$	
	$V_1 = \frac{\delta_{xx}}{\beta_0}$ $v_1 = \frac{15467}{1567,8} = 9,86\text{cm}$ $V_2 = h - V_1$ $V_2 = h - V_1 = 17 - 9,86 = 7,14\text{cm}$	
	$I$ : moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité $I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A(V_2 - c)^2$ $I = \frac{100}{3}(9,86^3 + 7,14^3) + 15(4,52)(7,14 - 2)^2$ $I = \frac{100}{3}(958,585 + 363,994) + 1791,249$ $I = 45877,216\text{cm}^4$	
	$f = \frac{5}{384} \times \frac{12,538 \times 3,90^4}{10818,96 \times 10^3 \times 45877,216 \times 10^{-8}} = \frac{14502,962}{1905960,057}$ $f = 7,6 \times 10^{-3}\text{m}$ $f = 0,76\text{cm}$	
	$\bar{f} = \frac{L}{500}$	$\bar{f} = \frac{390}{500} = 0,78 \text{ cm}$
	<b>Vérification <math>f &lt; \bar{f}</math></b>	$0,76 < 0,78 \rightarrow C.V$

### III.3. La poutre palière

La poutre paliers est un élément secondaire de section rectangulaire, situé au niveau du palier intermédiaire de l'escalier à mi-étage, encadrée a ses deux extrémités dans des poteaux. Elle est destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie et les réactions du palier intermédiaire, le calcul fera donc pour une poutre soumise à la flexion simple.

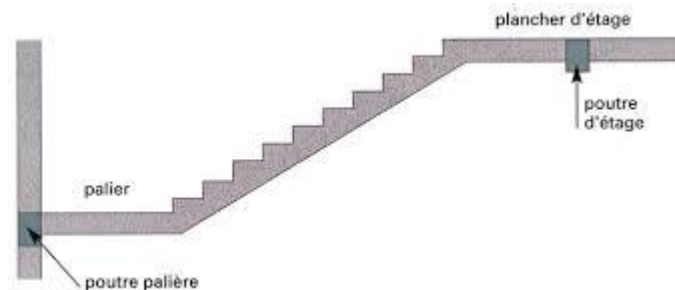


Figure III.3.1 : Vu en plan de la poutre palière

#### III.3.1. Pré dimensionnement

Le dimensionnement de la poutre sont données par les formules suivantes

La hauteur  $h_t$  :  $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

La largeur  $b$  :  $0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$

Avec :  $L$  : la portée libre maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré ( $L=330\text{cm}$ )

Tableau III3.1 : Pré dimensionnement de la poutre

Pré dimensionnement de la poutre palier			
La hauteur $h_t$	$\frac{L}{15}$	$\frac{L}{10}$	$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$
	$\frac{L}{15} = \frac{330}{15} = 22$	$\frac{L}{10} = \frac{330}{10} = 33$	$h_t$ adoptée <b><math>h_t = 30\text{cm}</math></b>
La largeur $b$	$0,4h_t$	$0,7h_t$	$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$
	$0,4 \times 30 = 12$	$0,7 \times 30 = 21$	$b$ adoptés <b><math>b = 25\text{cm}</math></b>

• Vérification aux exigences de RPA 99 version 2003(Art 7.5.1)

$b \geq 20\text{cm}$	$b = 25\text{cm} \geq 20\text{cm} \rightarrow \text{C.V}$
$h_t \geq 30\text{cm}$	$h_t = 30 \geq 30\text{cm} \rightarrow \text{C.V}$
$\frac{h_t}{b} \leq 4$	$\frac{30}{25} = 1,2 \leq 4 \rightarrow \text{C.V}$
On remarque bien que les conditions imposées par le RPA99 sont vérifiées, donc la section adoptée ( $b, h_t$ ) = (25, 30) cm <sup>2</sup>	

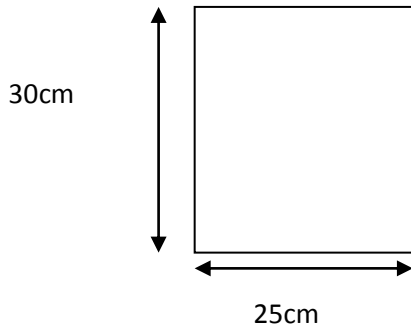


Figure III.3.2 : Section de la poutre palier

III.3.2. Détermination des sollicitations de calcul

III.3.2.1. Les charges permanentes et surcharges d’exploitations

Tableau III.3.2 : Evaluations des charges et surcharges

<b>Poids propre <math>G_1</math></b>	$G_1 = \rho \times h_t \times b$ $G_1 = 25 \times 0.30 \times 0.25 = 1,875\text{KN/ml}$	
<b>Poids du mur <math>G_2</math></b>	$G_2 = 2,86 \times 1,44 = 4,118\text{KN/ml}$	
<b>La surcharge <math>Q</math></b>	Réaction du palier et la volée à l’ELU	$T_U = 24.26\text{KN/ml}$
	Réaction du palier et la volée à l’ELS	$T_S = 17,505\text{KN/ml}$

III.3.2.2. Les combinaisons de charges

Tableau III.3.3 : Les combinaisons de charges

Les combinaisons de charges		
<b>ELU</b>	$q_u = 1.35 G + T_U$	$q_u = 1.35(1,875 + 4,118) + 24.26$ $q_u = 32,35\text{KN/ml}$
<b>ELS</b>	$q_s = G + T_S$	$q_s = (1,875 + 4,118) + 17,505$ $q_s = 23,5\text{KN/ml}$

III.3.2.3. Calcul des moments et des efforts tranchants

Tableau III.4 : Calcul des moments et des efforts

		à l'ELU	à l'ELS
Les moments	Moment isostatique M $M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8}$	$M_{0u} = \frac{32,35 \times (3,30)^2}{8}$ $M_{0u} = 44,036 \text{KN.m}$	$M_{0s} = \frac{23,5 \times (3,30)^2}{8}$ $M_{0s} = 31,989 \text{KN.m}$
	Moment en travée $M_t = 0.85M_0$	$M_{ts} = 0.85 \times 44,036$ $M_{tu} = 37,431 \text{KN.m}$	$M_{ts} = 0.85 \times 31,989$ $M_{ts} = 27,191 \text{KN.m}$
	Moment aux appuis $M_a = -0.3M_0$	$M_{au} = -0.3 \times 44,036$ $M_{au} = -13,211 \text{KN.m}$	$M_{as} = -0.3 \times 31,989$ $M_{as} = -9,597 \text{KN.m}$
L'effort tranchant	$T = \frac{q_u \times l}{2}$	$T_u = \frac{32,35 \times 3,30}{2}$ $T_u = 53,377 \text{KN}$	$T_s = \frac{23,5 \times 3,30}{2}$ $T_s = 38,775 \text{KN}$

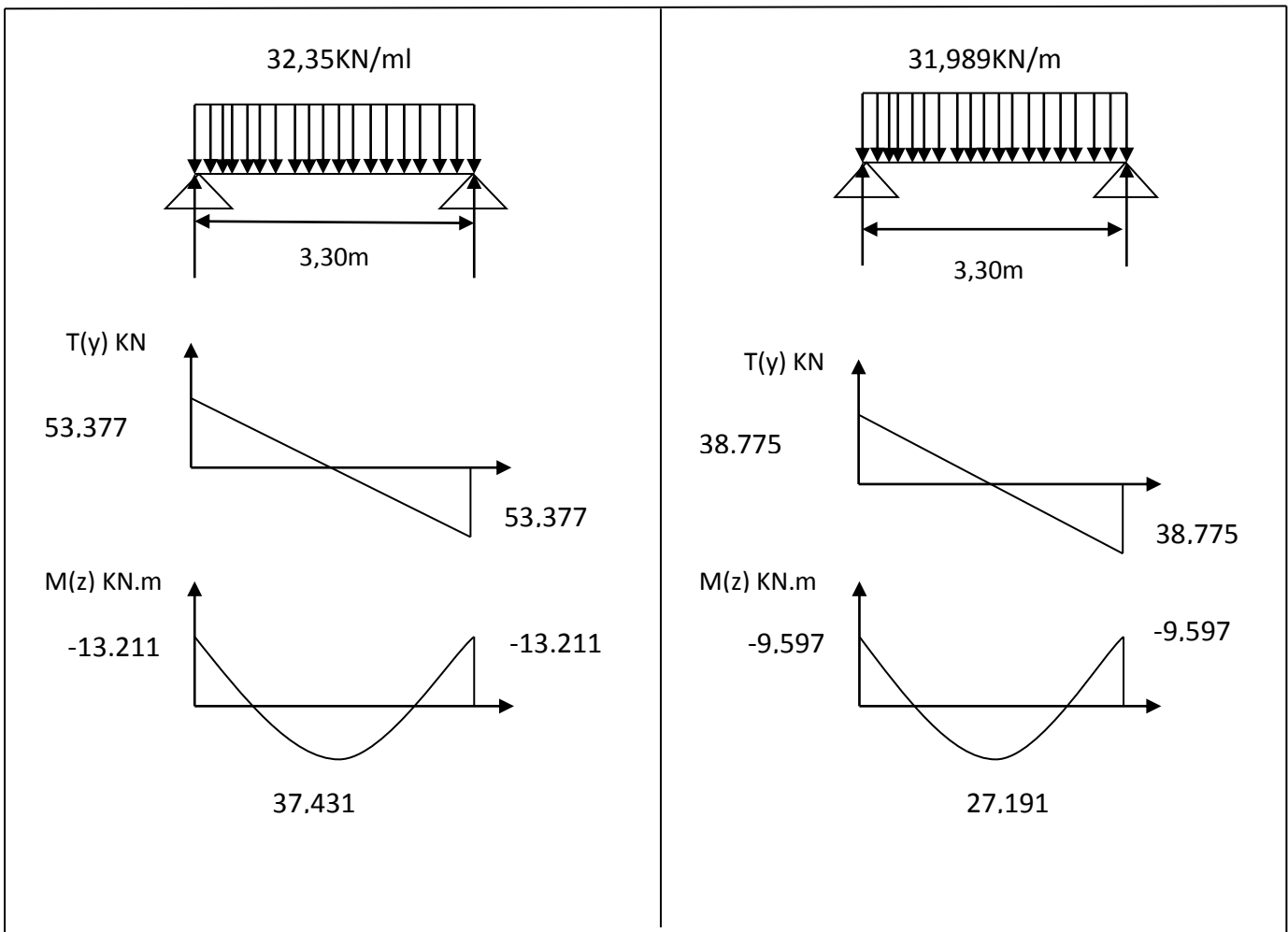


Figure III.3.3 : Les diagrammes des efforts internes à l'ELU et l'ELS

III.3.3. Calcul de ferrailage à l'ELU

Le ferrailage se fera pour une bonde de 1m, pour cela on utilise les résultats des efforts tranchants et les moments fléchissants calculer avant.

La hauteur	h=30cm	
La largeur	b=25cm	
L'enrobage	c=c'=2cm	
d=h-c	d=28cm	

**Moment réduit  $\mu$  :**  $\mu = \frac{M}{bd^2f_{bu}}$ , avec  $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta\gamma_b} = 14.2\text{MPa}$  et  $\mu_l = 0.392$

**Armature fictive  $A_f$  :**  $A_f = \frac{M}{\beta d\sigma_{st}}$  avec  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$  et  $\beta$  (dans l'abaque)

**Armature de répartition  $A_r$  :**  $\phi_t = \min\left(\frac{h_t}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right)$

Tableau III.3.5 : Calcul de ferrailage à l'ELU

		Aux appuis	En travée
Les moments (KN.m)	$M_u$	$M_u^a = 13,211\text{KN.m}$	$M_u^t = 37,431\text{KN.m}$
Moment réduit $\mu$	$\mu = \frac{M}{bd^2f_{bu}}$	$\mu = \frac{13,211 \times 10^6}{25 \times 10(28 \times 10)^2(14,2)}$ $\mu = 0,047$	$\mu = \frac{37,431 \times 10^6}{25 \times 10(28 \times 10)^2(14,2)}$ $\mu = 0,134$
Vérification $\mu < \mu_l$	$\mu < 0.392$	$0,047 < 0.392 \rightarrow C.V$	$0,134 < 0.392 \rightarrow C.V$
Valeur $\beta$	Dans les abaques	0.976	0.928
<b>La section est simplement armée</b>			
Armatures fictives (cm <sup>2</sup> )	$A_f = \frac{M}{\beta d\sigma_{st}}$	$A_f = \frac{13,211 \times 10^6}{0,976 \times 28 \times 10 \times 348}$ $A_f = 1,39$	$A_f = \frac{37,431 \times 10^6}{0,928 \times 28 \times 10 \times 348}$ $A_f = 4,13$
<b>A adoptée (cm<sup>2</sup>/ml)</b>		3HA14 → 4,62 cm <sup>2</sup>	3HA14 → 4,62 cm <sup>2</sup>
<b>Espacement st (cm)</b>		7	15
Armatures transversale (mm)	$\phi_t = \min\left(\frac{h_t}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right)$	$\phi_t = \min\left(\frac{300}{35}; \frac{250}{10}; 14\right) = \min(8,57; 25; 14) = 8,57$	
<b>Armatures adoptées (cm<sup>2</sup>/ml)</b>		On opte pour $\phi_t = 8\text{mm}$ , (un étrier + un cadre)	
<b>Espacement st (cm)</b>		25	

- **Exigence du RPA pour les aciers longitudinaux : (Art 7.5.2.1/RPA 2003)**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute la section

$$A_{s\text{ Total}} = 3HA14 + 3HA14 = 4,62 + 4,62 = 9,24\text{cm}^2$$

$$0,005 \times b \times h = 0,005 \times 25 \times 30 = 3,75\text{cm}^2$$

$$A_{s\text{ Total}} > 0,005 \times b \times h \rightarrow 9,24\text{cm}^2 > 3,75\text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifier}$$

### III.3.4. Vérification l'ELU

#### III.3.4.1. Condition de non fragilité (A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99)

On doit vérifier  $A \geq A_{\min}$

Tableau III.3.5 : Vérification de non fragilité

Condition de non fragilité		
A (cm <sup>2</sup> )	En travée	4,62
	Aux appuis	4,62
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min} = \frac{0,23f_{t28}}{f_e} bd$	$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}, f_e = 400\text{MPa}, b = 25\text{cm}, d = 28\text{cm}$ $A_{\min} = \frac{0,23 \times 2,1}{400} \times 25 \times 28$ $A_{\min} = 0,845$
Vérification	En travée	$4,62 > 0,845 \rightarrow C.V$
	Aux appuis	$4,62 > 0,845 \rightarrow C.V$

#### III.3.4.2. La contrainte tangentielle (Art A.5.11/BAEL91)

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

Tableau III.3.6 : Vérification de la contrainte tangentielle

Vérification de la contrainte tangentielle		
$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd}$	$T_u^{\max} = 53,377 \text{ KN}$ $b = 25\text{cm}, d = 28\text{cm}$	$\tau_u = \frac{53,377 \times 10^3}{25 \times 10 \times 28 \times 10}$ $\tau_u = 0,762\text{MPa}$
$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right\}$	$f_{c28} = 25\text{MPa}$ $\gamma_b = 1,5$	$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{25}{1,5}; 5\text{MPa} \right\} = 3,33$ $\bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$
Vérification	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	$0,762 < 3,33 \rightarrow C.V$

III.3.4.3. L'adhérence des barres (Art.A.6.1.3/BAEL91)

La contrainte d'adhérence  $\tau_s$  doit être inférieure à la valeur limite ultime  $\tau_{adm}$

Tableau III.3.7 : Vérification de l'adhérence des barres

Vérification de l'adhérence des barres			
La contrainte d'adhérence $\tau_s$ (MPa)	$\tau_s = \frac{V_u}{0.9d \sum \mu}$	En travées $\tau_s = \frac{V_u}{0.9d3\pi\phi}$	Avec : $V_u = 53,377\text{KN}$ , $d = 28\text{cm}$ , $\phi = 14\text{mm}$ $\tau_s = \frac{53,377 \times 10^3}{0.9 \times 28 \times 10 \times 3 \times 3.14 \times 14}$ $\tau_s = 1,606$
		Aux appuis $\tau_s = \frac{V_u}{0.9d3\pi\phi}$	Avec : $V_u = 53,377\text{KN}$ , $d = 28\text{cm}$ , $\phi = 14\text{mm}$ $\tau_s = \frac{53,277 \times 10^3}{0.9 \times 28 \times 10 \times 3 \times 3.14 \times 14}$ $\tau_s = 1,606$
La contrainte admissible $\tau_{adm}$ (MPa)	$\tau_{adm} = \psi f_{t28}$		Avec : $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$ , $\Psi = 1,5$ $\tau_{adm} = 1,5 \times 2,1$ $\tau_{adm} = 3,15\text{ MPa}$
Vérification	$\tau_s \leq \tau_{adm}$	En travée	$1,606 < 3,15 \rightarrow C.V$
		Aux appuis	$1,606 < 3,15 \rightarrow C.V$

Il y a aucun risque d'entraînement des barres.

III.3.4.4. L'espacement des barres RPA version 2003(Art 7.5.2)

Tableau III.3.8 : Vérification de l'espacement des barres

	En travée	Aux appuis
Espacement des barres longitudinales $S_t$	$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ cm}$ $15 \leq \frac{30}{2}$ $15 = 15 \rightarrow C.V$	$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} \mid 12\phi \right\}$ $7 \leq \min \left\{ \frac{30}{4} = 7,5 \mid 1,2(12) = 14,4 \right\}$ $7 < 7,5 \rightarrow C.V$
Espacement des barres transversales $S_t$	$S_t \leq \min\{0.9d \mid 40\text{cm}\}$ $25 \leq \min\{0.9 \times 28 = 25,2 \mid 40\text{cm}\}$ $25 < 25,2 \rightarrow C.V$	

III.3.4.5. Influence de l'effort tranchant sur le béton

Tableau III.3.9: Influence de l'effort tranchant sur le béton

Influence de l'effort tranchant sur béton		
$T_u^{max} \leq \bar{T}_u$	$T_u^{max}$	$T_u^{max} = 53,377\text{KN}$
	$\bar{T}_u = \frac{0.4f_{c28} \times 0.9bd}{\gamma_b}$	$\bar{T}_u = \frac{0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,9 \times 0,25 \times 0,28}{1,5} = 420\text{KN}$
	Vérification	$53,377 < 420 \rightarrow C.V$

III.3.4.6. Influence de l'effort tranchant sur les armatures

Tableau III.3.10: Influence de l'effort tranchant sur les armatures

Influence de l'effort tranchant sur les armatures inférieures		
$A_u \geq \frac{1.15}{f_e} (T_u + \frac{M_u}{0.9d})$	$A_u$	$A_u = 4,62\text{cm}^2$
	$\frac{1.15}{f_e} (T_u + \frac{M_u}{0.9d})$	$\frac{1.15}{400} \left( 53,377 + \frac{13,211}{0.9(0.28)} \right) = 1,51\text{cm}^2$
	Vérification	$4,62 > 1,51 \rightarrow C.V$

III.3.4.7. Vérification de l'effort tranchant

Tableau III.3.11: Vérification de l'effort tranchant

Vérification de l'effort tranchant		
$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd}$	$T_u^{max} = 53,377\text{ KN}$ $b = 25\text{cm}, d = 28\text{cm}$	$\tau_u = \frac{53,377 \times 10^3}{25 \times 10 \times 28 \times 10}$ $\tau_u = 0,762\text{MPa}$
$\bar{\tau}_u = \min\{0.13f_{c28}, 5\text{MPa}\}$	$f_{c28} = 25\text{MPa}$	$\bar{\tau}_u = \min\{0,13(25); 5\text{MPa}\} = 3,25$ $\bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa}$
Vérification	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	$0,762 < 3,25 \rightarrow C.V$

III.3.4.8. Longueur du scellement droit (ancrage)

Tableau III.3.12: Vérification de La longueur de scellement droit

Longueur de scellement droite		
$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$	$\phi = 14\text{mm}$ $f_e = 400\text{MPa}$ $\tau_{su} = 0.6\Psi^2 f_{t28} = 2.835\text{MPa}$	$L_s = \frac{14 \times 400}{4 \times 2.835} = 493,8\text{mm}$ $L_s = 49,38\text{cm}$
Les règlements de BAEL 91, admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal de longueur $L_c$		
$L_c = 0.4L_s$	$L_s = 42,33\text{cm}$	$L_c = 0,4(49,38)$ $L_c = 19,75\text{cm}$

III.3.5. Vérification à l'ELS

III.3.5.1. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

Tableau III.3.13 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

	En travées	Aux appuis
Les moments	$M_{\max} = 27,191\text{KN.m}$	$M_{\max} = 9,597\text{KN.m}$
Les armatures	$A_{st} = 4,62\text{cm}^2$	$A_{st} = 4,62\text{cm}^2$
$\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b \cdot d}$	$\rho = \frac{100(4,62)}{25(28)} = 0,66$	$\rho = \frac{100(4,62)}{25(28)} = 0,66$
La valeur de $\beta$	D'après l'abaque : $\beta = 0,882$	D'après l'abaque : $\beta = 0,882$
La valeur de $K_1$	$K_1 = 27,37$	$K_1 = 27,37$
La contrainte $\tau_s = \frac{M_{\max}}{\beta_1 d A_{st}}$	$\tau_s = \frac{27,191 \times 10^6}{0,882(28 \times 10)(4,62 \times 10^2)}$ $\tau_s = 238,318 \text{ MPa}$	$\tau_s = \frac{9,597 \times 10^6}{0,882(28 \times 10)(4,62 \times 10^2)}$ $\tau_s = 84,114\text{MPa}$
$\tau_{bc} = \frac{\tau_s}{K}$	$\tau_{bc} = \frac{238,318}{27,37} = 8,707 \text{ MPa}$	$\tau_{bc} = \frac{84,114}{27,37} = 3,073\text{MPa}$
Vérification dans le béton $\tau_{bc} < 15\text{MPa}$	$8,707 < 15\text{MPa} \rightarrow \text{C.V}$	$3,073 < 15\text{MPa} \rightarrow \text{C.V}$
Vérification dans l'acier $\tau_s < 348\text{MPa}$	$238,318 < 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$	$84,114 < 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$

**III.3.5.2. Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL91. Art. 5.34)**

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable. Donc on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

**III.3.5.3. Etat limite de déformation (Art B.6.8.424/BAEL 91)**

**Tableau III. 3.14 : Etat limite de déformation**

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$h = 30\text{cm} = 0,30\text{m}, L = 3,30\text{m}$ $\frac{h}{L} = \frac{0,30}{3,30} = 0,0909$
	$\frac{1}{16} = 0,0625$
	$0,0909 > 0,0625 \rightarrow C.V$
$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$	$f_e = 400\text{MPa}$ $\frac{4,2}{400} = 0,0105$
	A: section des armatures $A = 4,62\text{cm}^2$ $b = 25\text{cm}, d = 28\text{cm},$ $\frac{A}{b \times d} = \frac{4,62}{25(28)} = 0,0066$
	$0,0066 < 0,0105 \rightarrow C.V$
$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{h}{L} = \frac{0.30}{3,30} = 0,0909$
	$M_t = 27,191\text{KN.m} \rightarrow \text{moment max en travée}$ $M_0 = 31,989\text{KN.m} \rightarrow \text{moment max de la travée isostatique}$ $\frac{M_t}{10M_0} = \frac{27,191}{10(31,989)} = 0,085$
	$0,0909 > 0,085 \rightarrow C.V$

**Remarque :** Vu que les conditions sont vérifiées on ne procède pas au calcul de la flèche (BAEL/B.6.5.2).

III.4. Les balcons

Le balcon est considéré comme une console et constitué d'une dalle plane faisant suite à la dalle du plancher, on fait son calcul comme une extrémité (au niveau de la poutre de rive).

Le calcul se fera pour une bande de 1ml de longueur

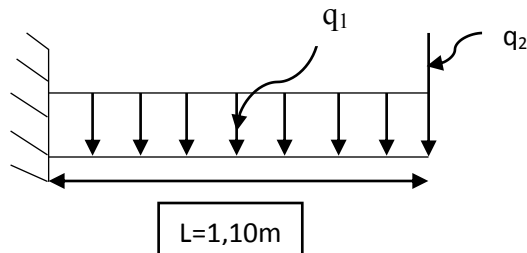


Figure III.4.1 : Schéma statique du balcon

III.4.1. Dimensionnement de la console

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

$$E_p \geq 11\text{cm}$$

On prend ep = 15cm

III.4.1. Calcul des balcons

III.4.1.1. Détermination des charges et surcharge

Tableau III.4.1 : Les charges et les surcharges

Les charges		
Charges permanentes	Charge G due à la dalle en béton armé	G <sub>1</sub> = 5,65 KN/ml
Charge concentrée	Poids propre de garde-corps	G <sub>2</sub> = 1,3 KN/m
Les surcharges		
surcharge d'exploitation	Q <sub>1</sub> = 3,5 KN/ml	

III.4.1.2. Combinaison des charge

Tableau III.4.2 : Combinaison des charges

		L'ELU	L'ELS
Combinaisons des charges	Pour la dalle	$q_{u1} = 1,35G_1 + 1,5Q_1$ $q_{u1} = 1,35(5,65) + 1,5(3,5)$ $q_{u1} = 12,8765\text{KN/ml}$	$q_{s1} = G_1 + Q_1$ $q_{s1} = 5,65 + 3,5$ $q_{s1} = 9,15 \text{ KN/ml}$
	Pour le garde-corps	$q_{u2} = 1,35G_2$ $q_{u2} = 1,35(1,3)$ $q_{u2} = 1,75\text{KN/ml}$	$q_{s2} = G_2$ $q_{s2} = 1,3 \text{ KN/ml}$
Calcul des sollicitations	L'effort normal	$N_u = q_{u3} = 1,5\text{KN}$	$N_s = q_{s3} = 1\text{KN/ml}$
	L'effort tranchant	$V_u = q_{u2} + q_{u1} \times l$ $V_u = 1,75 + 12,87 \times 1,10$ $T_u = V_u = 15,90\text{KN}$	$V_s = q_{s1} \times l + q_{s2}$ $V_s = 9,15 \times 1,1 + 1,3$ $T_s = V_s = 11,36\text{KN}$
	Le moment fléchissant	$M_u = q_{u1} \times \frac{l^2}{2} + q_{u2} \times l$ $M_u = 12,87 \times \frac{1,10^2}{2} + 1,75 \times 1,10$ $M_u = 9,71\text{KN.m}$	$M_s = q_{s1} \times \frac{l^2}{2} + q_{s2} \times l$ $M_s = 9,15 \times \frac{1,10^2}{2} + 1,3 \times 1,10$ $M_s = 6,96\text{KN.m}$

III.4.2. Calcul de ferrailage a L'ELU

Tableau III.4.3 : Calcul du ferrailage à l'ELU

Calcul de ferrailage à l'ELU		
Les moments (KN.m)	$M_u$	$M_u = 9,71\text{KN.m}$
Moment réduit $\mu$	$\mu = \frac{M}{bd^2f_{bu}}$	$\mu = \frac{9,71 \times 10^6}{100 \times 10(13 \times 10)^2(14,2)} = 0,040$
Vérification $\mu < \mu_1$	$\mu < 0.392$	$0,040 < 0,392 \rightarrow C.V$
Valeur $\beta$	Dans les abaques	0,980
La section est simplement armée		
Armatures fictives (cm <sup>2</sup> )	$A_f = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}}$	$A_f = \frac{9,71 \times 10^6}{0,980 \times 13 \times 10 \times 348} = 2,19$
A adoptée (cm <sup>2</sup> /ml)		4HA12 → 4,52 cm <sup>2</sup>
Espacement st (cm)		20
Armatures de répartitions $A_r$ (cm <sup>2</sup> )	$A_r = \frac{A}{4}$	$A_r = \frac{2,19}{4} = 0,547$
Armatures adoptées (cm <sup>2</sup> /ml)		4HA10 → 3,14 cm <sup>2</sup>
Espacement st (cm)		25

III.4.3. Vérification à L'ELU

III.4.3.1. Vérification de condition non fragilité (A.4.2/BAEL 91 modifier 99)

Tableau III.4.4 : Vérification de condition non fragilité

Condition de non fragilité		
A(cm <sup>2</sup> )	L'armature	A=4,52cm <sup>2</sup>
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	$A_{min} = \frac{0,23f_{t28}}{f_e} bd$	$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}, f_e = 400 \text{ MPa}, b = 100 \text{ cm}, d = 13 \text{ cm}$ $A_{min} = \frac{0,23 \times 2,1}{400} \times 100 \times 13$ $A_{min} = 1,57$
Vérification	$A \geq A_{min}$	$4,52 > 1,57 \rightarrow C.V$

III.4.3.2. Vérification aux cisaillements (A.5.2.2/BAEL 91 modifier 99)

Tableau III.4.3 : Vérification de la contrainte de cisaillement

Vérification de la contrainte de cisaillement		
Contrainte de cisaillement	$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$	$\tau_u = \frac{15,90 \times 10^3}{100 \times 10 \times 13 \times 10}$ $\tau_u = 0,122 \text{ MPa}$
Contrainte cisaillement admissible	$\tau_{adm} \leq \min(0,15f_{c28}/\gamma_b; 4 \text{ MPa})$	$\tau_{adm} \leq \min\left(0,15 \times \frac{25}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right)$ $\tau_{adm} \leq \min(2,5; 4 \text{ MPa})$ $\tau_{adm} = 2,5 \text{ MPa}$
Vérification	$\tau_u \leq \tau_{adm}$	<b>0,122 &lt; 2,5 vérifiée</b>

Pas de risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.4.3.3. Vérification de l'adhérence des barres

Tableau III.4.3 : Vérification de l'adhérence des barres

Vérification de l'adhérence des barres		
Contrainte tangentielle	$\tau_s = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i}$	Avec : $\sum u_i = N^{b\text{re}} \text{barre} \times 3,14 \times \theta$ $\tau_s = \frac{15,90 \times 10^3}{0,9 \times 13 \times 10 \times 4 \times 3,14 \times 12} = 0,901 \text{ MPa}$
Contrainte tangentielle limite	$\tau_{adm} = \psi f_{t28}$	Avec : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}, \psi = 1,5$ $\tau_{adm} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$
Vérification	$\tau_s \leq \tau_{adm}$	<b>0,901 &lt; 2,5 C. V</b> → Pas de risque d'entraînement des barres

III.4.3.4. Vérification de l'espacement des barres (BAEL91 modifiée 99/Art.8.2.42)

Tableau III.4.4 : Vérification de l'espacement des barres

Armatures principales	$S_{tmax} \leq \min\{3h, 33cm\}$	$S_{tmax} \leq \min\{3(15), 33cm\} \rightarrow 20cm < 33$ → C.V
Armatures de répartitions	$S_{tmax} \leq \min\{4h, 33cm\}$	$S_{tmax} \leq \min\{4(15), 33cm\} = 25cm < 33$ → C.V

III.4.3.5. Ancrage des barres (BAEL91 modifiée 99/Art.5.1.221)

Pour les aciers à haute adhérence Fe400 et pour  $f_{c28} = 25MPa$ . La longueur de scellement droite  $L_s$  égale à :  $L_s = 35\phi$

Pour HA12 :  $L_s = 35 \times 1,2 = 42cm$ .

$L_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre palière, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de :  $L_c = 0,4L_s$

$$L_c = 0,4(42) = 16,8cm$$

$$D'où L_c = 18cm$$

III.4.4. Vérification à L'ELS

III.4.4.1. Contrainte de compression dans l'acier et le béton

Tableau III.4.5 : Vérification des contraintes

Vérification des contraintes	
Les moments	$M_s = 6,96KN.m$
Les armatures	$A_{st} = 4,52cm^2$
$\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b \cdot d}$	$\rho = \frac{100(4,52)}{100(13)} = 0,348$
La valeur de $\beta$	D'après l'abaque : $\beta = 0,909$
La valeur de $K_1$	$K_1 = 39,95$
La contrainte $\tau_s = \frac{M_{max}}{\beta_1 d A_{st}}$	$\tau_s = \frac{6,96 \times 10^6}{0,909(13 \times 10)(4,52 \times 10^2)}$ $\tau_s = 130,306 MPa$

$\tau_{bc} = \frac{\tau_s}{K}$	$\tau_{bc} = \frac{130,306}{39,95}$ $\tau_{bc} = 3,262 \text{ MPa}$
Vérification dans le béton $\tau_{bc} < \bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	$3,262 < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$
Vérification dans l'acier $\tau_s < \bar{\tau}_s$	$\bar{\tau}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = \min\left(\frac{2}{3} (400), 110\sqrt{1,6 \times 2,1}\right) = \min(266,666; 201,64)$ $\bar{\tau}_s = 201,64$ $130,306 \text{ MPa} < 201,64 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$

III.4.4.2. Etat limite de déformation (Art B.6.8.424/BAEL 91)

Tableau III.4.6 : Vérification d'état limite de déformation

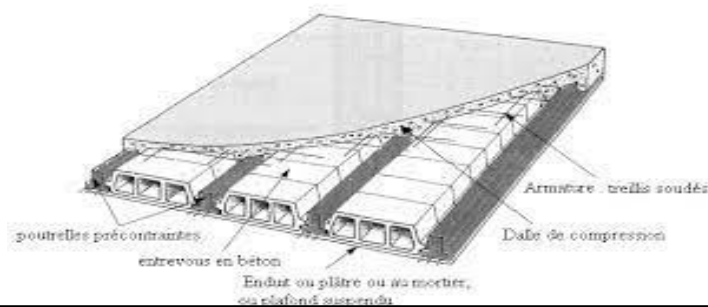
$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$h = 15 \text{ cm} = 0,15 \text{ m}, L = 1,10 \text{ m}$ $\frac{h}{L} = \frac{0,15}{1,10} = 0,136$ $\frac{1}{16} = 0,0625$ $0,136 > 0,0625 \rightarrow \text{C.V}$
$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$	$f_e = 400 \text{ MPa}$ $\frac{4,2}{400} = 0,0105$ $A: \text{section des armatures } A = 4,52 \text{ cm}^2$ $b = 100 \text{ cm}, d = 13 \text{ cm},$ $\frac{A}{b \times d^2} = \frac{4,52}{100(13)} = 0,00347$ $0,00347 < 0,0105 \rightarrow \text{C.V}$
$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{h}{L} = \frac{0,15}{1,10} = 0,136$ $M_t = 6,96 \text{ KN.m} \rightarrow \text{moment max en travée}$ $M_0 = 8,188 \text{ KN.m} \rightarrow \text{moment max de la travée isostatique}$ $\frac{M_t}{10M_0} = \frac{6,96}{10(8,188)} = 0,085$ $0,136 > 0,085 \rightarrow \text{C.V}$

Remarque : Vu que les conditions qui sont vérifiées, on dispense du calcul de la flèche (BAEL/B.6.5.2).

### □.5. Les planchers

Tous les planchers de notre projet sont constitués :

- De poutrelles préfabriquées qui sont disposé suivant la petite portée, elles assurent une fonction de portance, la distance entre axes de 2 poutrelles voisines est de 65cm.
- De corps creux qui utilisé comme coffrage perdu et qui sert aussi à l'isolation thermique et phonique.
- D'une dalle de compression en béton armé.
- Des dalles pleines



**Figure III.5.1 : Vu en plan des planchers en corps creux**

#### III.5.1. Calcul 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 de nuance (TLE520) qui doit satisfaire les conditions suivantes : **BAEL 91 (Art B.6.8.423)**

- Les dimensions de mailles de treillis soudés ne doivent pas dépasser :  
33 cm pour les barres // aux poutrelles.  
20 cm pour les barres  $\perp$  aux poutrelles

Les sections d'armatures doivent satisfaire aux conditions définies ci-après, et ce pour une longueur  $50\text{cm} < L_x < 80\text{cm}$

Où :  $L_x$  : est l'entre axe des poutrelles égale à 65cm.

La dalle de compression est utilisée pour but de :

- Limiter les risques de fissuration par retrait, qui sont eux même aggravés par l'utilisation de ciments à fort retrait.
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Réaliser un effet de répartition, entre nervures voisines, des charges localisées notamment de celles correspondant aux cloisons.

##### III.5.1.1. La largeur de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle est armée d'un treillis soudé. La poutrelle est calculée comme une poutre en T, dont la largeur efficace de la table de compression est fixée par la plus restrictive des conditions suivantes :

Tableau III.5.1 : La largeur de la dalle de compression

Dimensionnement [cm]		
Distance entre axe des poutrelles	L	65
Portée de la plus grande travée	L <sub>1</sub>	330
Largeur de la dalle de compression	b	65
Largeur de la nervure	b <sub>0</sub>	12
Epaisseur de la dalle de compression	h <sub>0</sub>	4
$b_1 = \min \left\{ \frac{b - b_0}{2}, \frac{L}{2}, 8h_0 \right\}$	$b - b_0/2$	26.5
	L/2	32.5
	8h <sub>0</sub>	32
		26.5

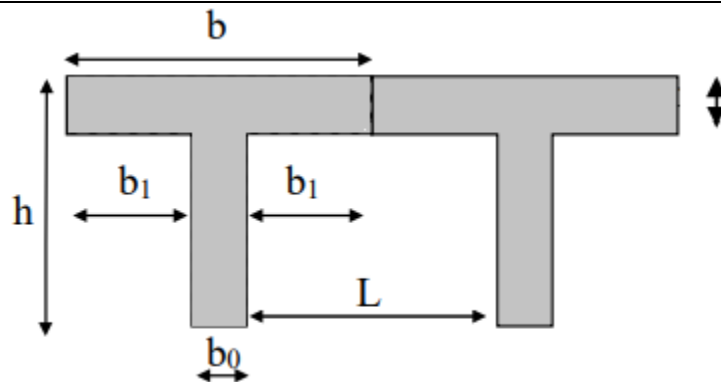


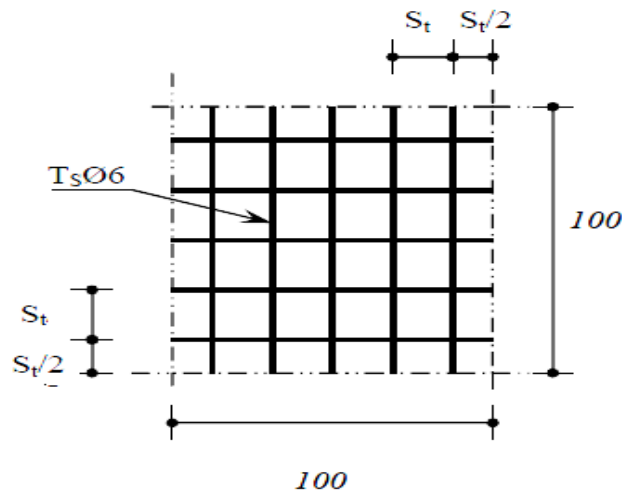
Figure III.5.2 : Section des poutrelles

III.5.1.2. Calcul d'armatures

Tableau III.5.2 : Calcul des armatures

	Section de calcul	Choix	Espacement	Vérification
Armatures perpendiculaires aux nervures A <sub>⊥</sub>	$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5\text{cm}^2$ <p>L = 65cm</p>	<p>A<sub>⊥</sub> = 5Ø6</p> <p>A<sub>⊥</sub> = 1,41cm<sup>2</sup></p>	<p>S<sub>t</sub> = 20cm</p> <p>S<sub>max</sub> = 20cm</p>	<p>S<sub>t</sub> ≤ S<sub>max</sub></p> <p>20 ≤ 20cm</p> <p><b>Condition vérifiée.</b></p>
Armatures parallèles aux nervures A <sub>//</sub>	$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.41}{2}$ <p>A<sub>//</sub> = 0.705cm<sup>2</sup></p>	<p>A<sub>//</sub> = 5Ø6</p> <p>A<sub>//</sub> = 1,41cm<sup>2</sup></p>	<p>S<sub>t</sub> = 20cm</p> <p>S<sub>max</sub> = 33cm</p>	<p>S<sub>t</sub> ≤ S<sub>max</sub></p> <p>20 ≤ 33cm</p> <p><b>Condition vérifiée.</b></p>

**Conclusion :** On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLS 520) de dimension (6×6×200×200) mm<sup>2</sup>.



**Figure III.5.3 : Treillis soudées de la dalle de compression**

**III.5.2. Etude des poutrelles**

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

**III.5.2.1. 1<sup>ère</sup> étape de calcul : avant coulage de la dalle de compression**

La poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire (12 × 4)cm<sup>2</sup> reposant sur deux appuis. Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie représentant son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l’ouvrier.

**Tableau III.5.3 : Dimension de la poutrelle**

<b>La hauteur</b>	$h=7\text{cm}$	<p>The diagram shows a rectangular cross-section of a beam. The total height is <math>h</math>, the width is <math>b</math>, the effective depth is <math>d</math>, and the clear cover is <math>c</math>.</p>
<b>La largeur</b>	$b=12\text{cm}$	
<b>L'enrobage</b>	$c=c'=2\text{cm}$	
<b><math>d=h-c</math></b>	$d=2\text{cm}$	

Tableau III.5.4 : Les charges et les surcharges

Poids propre $G_1$	Poids propre de la poutrelle	$G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12KN/m$
	Poids d'hourdis	$G_2 = 0,95 \times 0,65 = 0,62KN/m$
	Poids total	$G = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,62 = 0.74KN/m$
La surcharge $Q$	Le poids de l'ouvrier	$Q = 1KN/m$

Tableau III.5.5 : La combinaison de charge

<b>La combinaison de charge à l'ELU</b>		
<b>ELU</b>	$q_u = 1,35 G + 1,5 Q$	$q_u = 1,35(0,74) + 1,5(1) = 2,5KN/m$

Tableau III.5.6 : Calcul des moments et des efforts

		<b>à l'ELU</b>
Les moments	Moment isostatique $M$ $M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8}$	$M_{0u} = \frac{2,5 \times (3,30)^2}{8}$ $M_{0u} = 3,403KN.m$
	Moment en travée $M_t = 0.85M_0$	$M_{ts} = 0.85 \times 3,403$ $M_{tu} = 2,892KN.m$
L'effort tranchant	$T = \frac{q_u \times l}{2}$	$T_u = \frac{2,5 \times 3,30}{2}$ $T_u = 4,125 KN$

Tableau III.5.7 : Calcul d'armatures

<b>Calcul d'armatures</b>		
Les moments (KN.m)	$M_u$	$M_u^t = 2,892KN.m$
Moment réduit $\mu$	$\mu = \frac{M}{bd^2f_{bu}}$	$\mu = \frac{2,892 \times 10^6}{12 \times 10(2 \times 10)^2(14,2)} = 4,243$
Vérification $\mu > \mu_1$	$\mu > 0.392$	$4,243 > 0.392 \rightarrow C.V \rightarrow SDA$

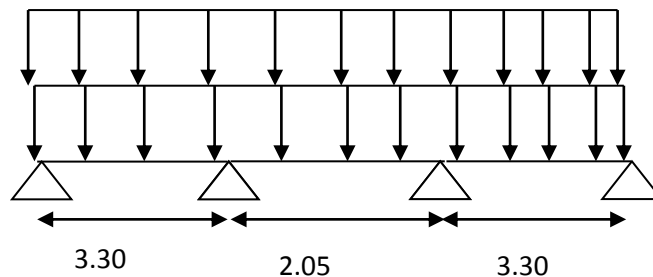
**Conclusion :** Les armatures comprimés sont nécessaires, et comme la section de la poutrelle est très réduite donc il est impossible de les placer, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider a supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression, (espacement entre étais : de 80 à 120cm)

**III.5.2.1. 2<sup>ème</sup> étape de calcul : après le coulage de la dalle de compression**

Après le coulage, la poutrelle travaille comme une poutre en T reposant sur des appuis intermédiaires, partiellement encastrées à ses deux extrémités, Elle supporte son poids propre ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher

**a) Différents types de poutrelles**

Dans notre ouvrage on a un seul type de poutrelle au niveau de toutes les étages :



**Figure III.5.4 : Type de poutrelle dans notre ouvrage**

**b) Choix de la méthode**

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement pour cela il existe 3 méthodes de calcul :

- Méthode forfaitaire
- Méthode de caquot
- Méthode des 3moments

**Tableau III.5.8 : Les conditions d'application de la méthode forfaitaire**

$Q \leq \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$ On a: $Q \leq \min(2(5,24), 5\text{KN/m}^2) \rightarrow 3.5\text{KN/m}^2 < 5\text{KN/m}^2$	Condition verifier
Fissuration non préjudiciable	Condition verifier
Les moments d'inerties des sont les mêmes dans les différents travées	Condition verifier
Le rapport successive $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$ avec $\frac{3,30}{2,05} = 1,61$	Condition non verifier

Nous ne pouvons pas appliquer la méthode forfaitaire, donc nous appliquons la méthode des trois moments.

**III.5.3. Calcul à l'ELU**

**III.5.3.1. Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_s = G + Q$$

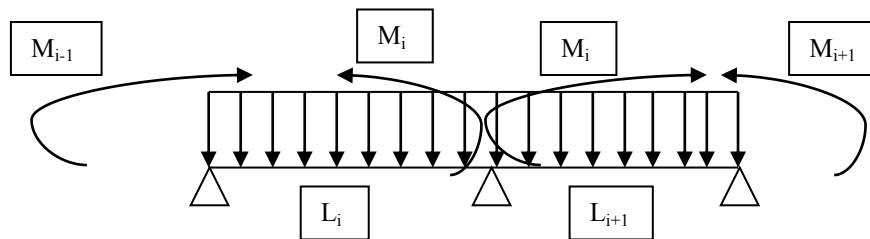
$$P_u = q_u \times b, \text{ avec } b = L = 0.65\text{m}$$

$$P_s = q_s \times b, \text{ avec } b = L = 0.65\text{m}$$

**Tableau III.5.9 : Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles**

	G(KN/m <sup>2</sup> )	Q(KN/m <sup>2</sup> )	q <sub>u</sub> (KN/m)	q <sub>s</sub> (KN/m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	P <sub>s</sub> (KN/m)
Terrasse	4,36	1,5	8,136	5,86	5,288	3,81
Etages courants	5,24	1,5	9,329	6,74	6,058	4,381
RDC	5,24	3,5	12,324	8,74	8,011	5,681

**III.5.3.2. Principe de la méthode des trois moments**



**Figure III.5.5 : Schéma du principe de la méthode des trois moments**

Aux appuis :

$$M_{(x)} = U_{(x)} + M_i \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{i+1} \left(\frac{x}{L_i}\right) \dots \dots (1)$$

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

La position de moment maximum :

$$\frac{dM_{(x)}}{dx} = 0 \rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \times L_i}$$

**III.5.3.2. Calcul des moments fléchissant à la méthode des trois moments**

On calcul les efforts internes de la poutrelle la plus défavorable du type 4, au niveau de RDC,  $P_u = P_{u+1} = 8.011 \text{KN/m}$

**On calcule le moment dans un appui :**

$$L_0 M_0 + 2(L_0 + L_1)M_2 + L_1 M_2 = 6EI(\theta_g + \theta_d)$$

Avec :  $\theta_g = \theta_d = -\frac{qL^3}{24EI}$

Appuis 1 :  $(0)M_0 + 2(0 + 3,30)M_1 + (3,30)M_2 = 6EI(-\frac{q(0)^3}{24EI} - \frac{q(3,30)^3}{24EI})$

$$2(3,30)M_1 + (3,30)M_2 = 6(-\frac{(8,011)(3,30)^3}{24})$$

$$(6,60)M_1 + (3,30)M_2 = -71,972 \dots \dots \dots (1)$$

Appuis 2 :  $(3,30)M_1 + 2(3,30 + 2,05)M_2 + (2,05)M_3 = 6EI(-\frac{(8,011)(3,30)^3}{24EI} - \frac{(8,011)(2,05)^3}{24EI})$

$$(3,30)M_1 + (10,7)M_2 + (2,05)M_3 = 6(-11,995 - 2,876)$$

$$(3,30)M_1 + (10,7)M_2 + (2,05)M_3 = -89,226 \dots \dots \dots (2)$$

Appuis 3 :  $(2,05)M_2 + 2(2,05 + 3,30)M_3 + (3,30)M_4 = 6EI(-\frac{(8,011)(2,05)^3}{24EI} - \frac{(8,011)(3,30)^3}{24EI})$

$$(2,05)M_2 + 10,7M_3 + (3,30)M_4 = 6(-2,876 - 11,995)$$

$$(2,05)M_2 + 10,7M_3 + (3,30)M_4 = -89,226 \dots \dots \dots (3)$$

Appuis 4 :  $(3,30)M_3 + 2(3,30 + 0)M_4 + (0)M_0 = 6EI(-\frac{(8,011)(3,30)^3}{24EI} - \frac{(8,011)(0)^3}{24EI})$

$$(3,30)M_3 + 2(3,30 + 0)M_4 + (0)M_0 = 6(-\frac{(8,011)(3,30)^3}{24})$$

$$(3,30)M_3 + (6,60)M_4 = 71,972 \dots \dots \dots (4)$$

D'après (1) :

$$(6,60)M_1 = -71,972 - (3,30)M_2$$

$$M_1 = \frac{-71,972 - (3,30)M_2}{(6,60)} \dots \dots \dots (5)$$

On remplace (5) dans (2) :

$$(3.30) \left( \frac{-71,972 - (3,30)M_2}{(6,60)} \right) + (10,7)M_2 + (2,05)M_3 = -89,226$$

Et par symétrie :

$$M_1 = M_4$$

$$M_2 = M_3$$

Donc :

$$(3.30) \left( \frac{-71,972 - (3,30)M_2}{(6,60)} \right) + (10,7)M_2 + (2,05)M_2 = -89,226$$

$$-35,988 - (1,65)M_2 + (10,7)M_2 + (2,05)M_2 = -89,226$$

$$(-1,65 + 10,7 + 2,05)M_2 = -89,226 + 35,988$$

$$(11,1)M_2 = -53,238$$

$$M_2 = -\frac{53,238}{(11,1)} = -4,796 \text{KN.m} \dots \dots \dots (6)$$

Puisque  $M_2 = M_3$

Donc :

$$M_3 = -4,796 \text{KN.m}$$

On remplace (6) dans (5) pour trouver la valeur  $M_1$  :

$$M_1 = \frac{-71,972 - (3,30)(4,796)}{(6,60)} = -13,303 \text{KN.m}$$

Puisque  $M_1 = M_4$

Donc :

$$M_4 = -13,303 \text{KN.m}$$

Les résultats obtenus sont presque les mêmes obtenus avec le logiciel Etabs, donc on complète les efforts internes en utilisant le logiciel.

A l'aide du logiciel Etabs, on obtient les valeurs suivantes :

- Les moments fléchissant :

Pour la terrasse :

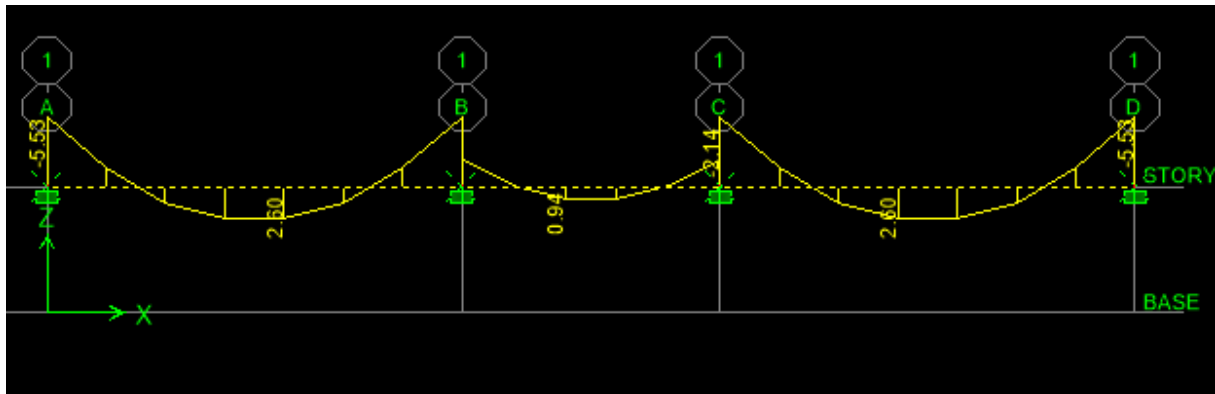


Figure III.5.6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU au niveau de la terrasse

Pour les étages courants :

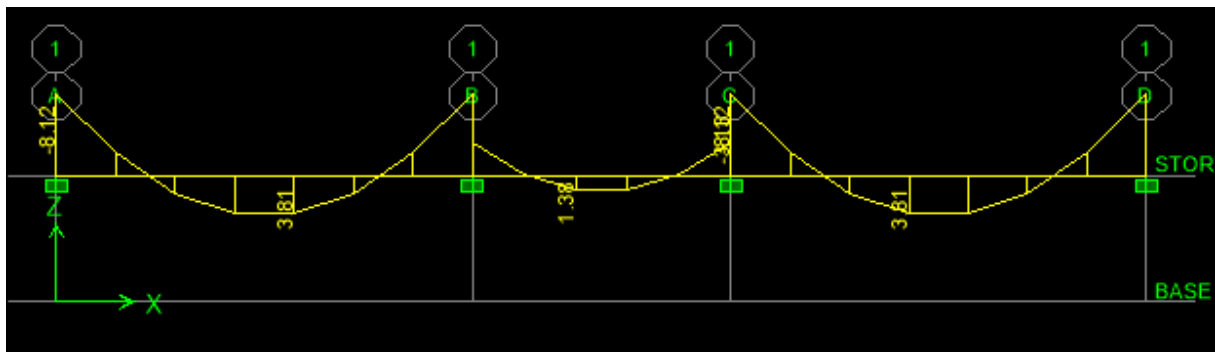


Figure III.5.7 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU au niveau des étages courants

Pour le RDC :

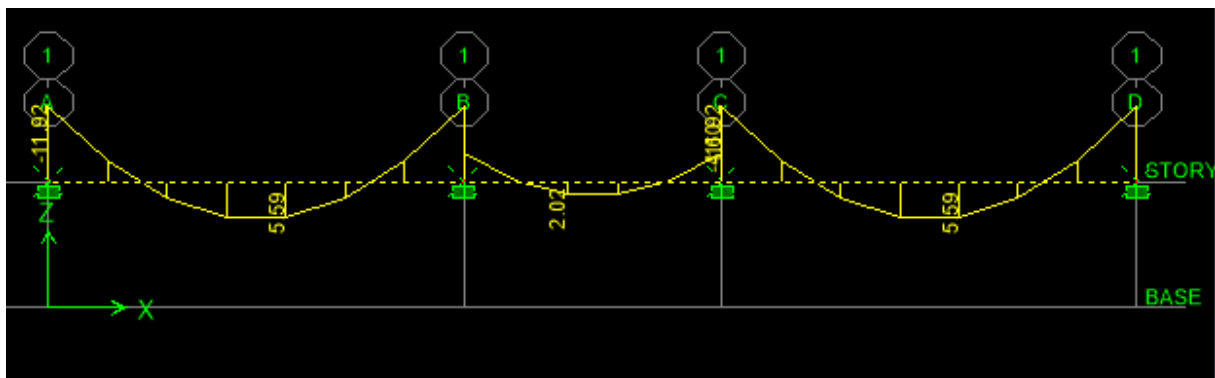


Figure III.5.8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU au niveau du RDC

- L'effort tranchant :

Pour la terrasse :

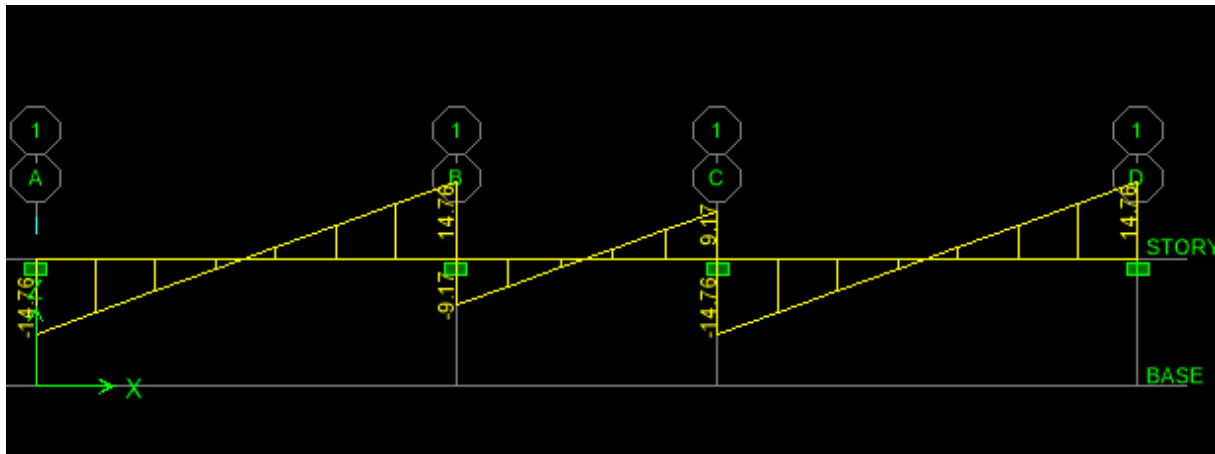


Figure III.5.8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU au niveau de la terrasse

Pour les étages courants :

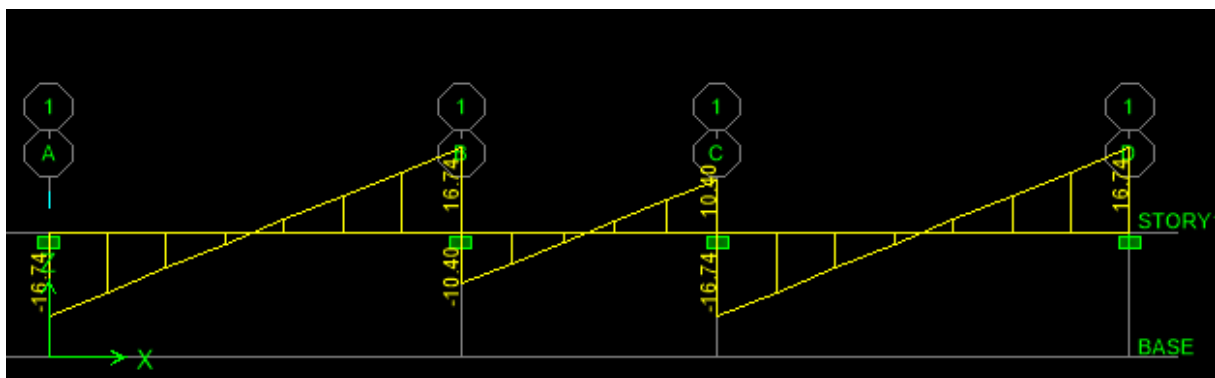


Figure III.5.9 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU au niveau des étages courants

Pour le RDC :

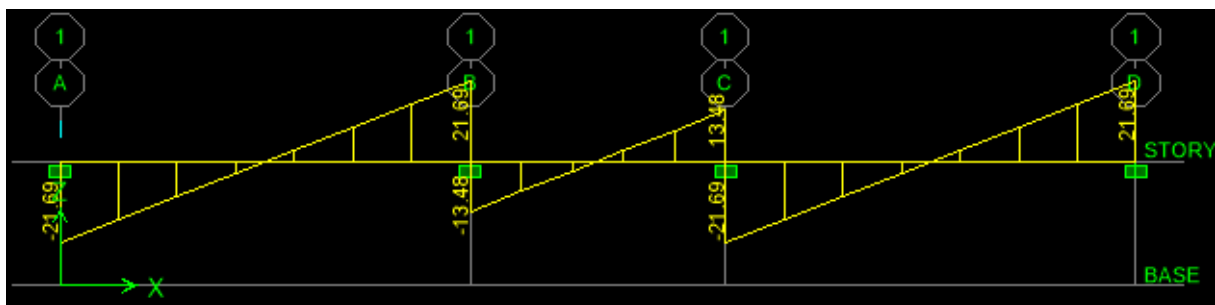


Figure III.5.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU au niveau du RDC

**III.5.4. Ferrailage à l'ELU**

Les moments maximums :  $M_a^{\max} = 11,92\text{KN.m}$

$$M_t^{\max} = 5,59\text{KN.m}$$

L'effort tranchant maximum :  $T^{\max} = 21,69\text{KN}$

**III.5.4.1. Calcul des armatures en travées**

**Tableau III.5.10 : Calcul des armatures en travées**

$M_t^{\max} > M_{\text{tab}} \rightarrow$ L'axe neutre est dans la nervure $M_t^{\max} < M_{\text{tab}} \rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression	
$M_t^{\max}$	$M_t^{\max} = 5,59\text{KN.m}$
$M_{\text{tab}}$	$M_{\text{tab}} = bh_0 f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$ $M_{\text{tab}} = (0.65)(0.04)(14.2 \times 10^3) \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.072\text{KN.m}$
<b>Vérification</b>	$5,59 < 59.072$ $\rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression d'où la section se calcul comme une section rectangulaire

**III.5.4.1. Calcul des armatures à l'ELU**

**Tableau III.5.11 : Calcul des armatures**

		Aux appuis	En travée
Les moments (KN.m)	$M_u$	$M_u^a = 11,92\text{KN.m}$	$M_u^t = 5,59\text{KN.m}$
Moment réduit $\mu$	$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}}$	$\mu = \frac{11,92 \times 10^6}{65 \times 10(18 \times 10)^2(14,2)}$ $\mu = 0,039$	$\mu = \frac{5,59 \times 10^6}{65 \times 10(18 \times 10)^2(14,2)}$ $\mu = 0,018$
Vérification $\mu < \mu_1$	$\mu < 0.392$	$0.039 < 0.392 \rightarrow C.V$	$0.018 < 0.392 \rightarrow C.V$
Valeur $\beta$	Dans les abaques	0.981	0.991
<b>La section est simplement armée</b>			
Armatures fictives (cm <sup>2</sup> )	$A_f = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}}$	$A_f = \frac{11,92 \times 10^6}{0,981 \times 18 \times 10 \times 348}$ $= 1,94$	$A_f = \frac{5,59 \times 10^6}{0,991 \times 18 \times 10 \times 348}$ $= 0,90$
A adoptée (cm <sup>2</sup> /ml)		2HA12 $\rightarrow$ 2,26 cm <sup>2</sup>	2HA10 $\rightarrow$ 1,57 cm <sup>2</sup>

Espacement st (cm)		20	20
Armatures de transversale	$\theta \leq \min\left(\frac{h}{35}; \theta_{max}; \frac{b_0}{10}\right)$	$\theta \leq \min\left(\frac{20}{35}; 1,2; \frac{12}{10}\right) = 0,57\text{cm}$	
Les armatures transversales seront réalisées par étrier de 8 avec : $A_t = 2HA8 = 1,01 \text{ cm}^2$			
Espacement st (cm)	$S_t = \min(0,9d; 40\text{cm})$	$S_t = \min(0,9 \times 18; 40\text{cm}) = \min(16,2; 40\text{cm})$ $S_t = 16,2\text{cm}$	

### III.5.5. Vérification à l'ELU

#### III.5.5.1. Vérification au cisaillement (Art A.5.1.1/BAEL91)

Tableau III.5.12 : Vérification de cisaillement

Vérification de l'effort tranchant		
$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd}$	$T_u^{\max} = 21,69\text{KN}$ $b = 65\text{cm}, d = 18\text{cm}$	$\tau_u = \frac{21,69 \times 10^3}{65 \times 10 \times 18 \times 10}$ $\tau_u = 0,185\text{MPa}$
$\bar{\tau}_u = \min\{0,13f_{c28}, 5\text{MPa}\}$	$f_{c28} = 25\text{MPa}$	$\bar{\tau}_u = \min\{0,13(25); 5\text{MPa}\} = 3,25$ $\bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa}$
Vérification	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	$0,185 < 3,25 \rightarrow C.V$

#### III.5.5.2. Vérification de non fragilité

Tableau III.5.13 : Vérification a non fragilité

Condition de non fragilité		
A (cm <sup>2</sup> )	En travée	1,57
	Aux appuis	2,26
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min} = \frac{0,23f_{t28}}{f_e} bd$	$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}, f_e = 400\text{MPa}, b = 65\text{cm}, d = 18\text{cm}$ $A_{\min} = \frac{0,23 \times 2,1}{400} \times 65 \times 18$ $A_{\min} = 1,413$
Vérification	En travée	$1,57 > 1,413 \rightarrow C.V$
	Aux appuis	$2,26 > 1,413 \rightarrow C.V$

III.5.5.3. Vérification de L'adhérence des barres (A.6.1.3/BAEL 91 modifier 99)

La contrainte d'adhérence  $\tau_s$  doit être inférieure à la valeur limite ultime  $\tau_{sadm}$

Tableau III.5.13 : Vérification de l'adhérence des barres

Vérification de l'adhérence des barres			
La contrainte d'adhérence $\tau_s$ (MPa)	$\tau_s = \frac{V_u}{0.9d \sum \mu}$	En travées $\tau_s = \frac{V_u}{0.9d2\pi\phi}$	Avec : $V_u = 21,69\text{KN}$ , $d = 18\text{cm}$ , $\phi = 10\text{mm}$ $\tau_s = \frac{21,69 \times 10^3}{0.9 \times 18 \times 10 \times 2 \times 3.14 \times 10}$ $\tau_s = 2,132$
		Aux appuis $\tau_s = \frac{V_u}{0.9d2\pi\phi}$	Avec : $V_u = 21,69\text{KN}$ , $d = 18\text{cm}$ , $\phi = 12\text{mm}$ $\tau_s = \frac{21,69 \times 10^3}{0.9 \times 18 \times 10 \times 2 \times 3.14 \times 12}$ $\tau_s = 1,777$
La contrainte admissible $\tau_{adm}$ (MPa)	$\tau_{adm} = \Psi f_{t28}$		Avec : $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$ , $\Psi = 1,5$ $\tau_{adm} = 1,5 \times 2,1$ $\tau_{adm} = 3,15\text{ MPa}$
Vérification	$\tau_s \leq \tau_{adm}$	En travée	$2,132 < 3,15 \rightarrow C.V$
		Aux appuis	$1,777 < 3,15 \rightarrow C.V$

III.5.5.4. Vérification de la longueur du scellement droit (ancrage)

Tableau III.5.14 : Vérification de la longueur de scellement droit

Longueur de scellement droite		
$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$	$\phi = 12\text{mm}$ $f_e = 400\text{MPa}$ $\tau_{su} = 0.6\Psi^2 f_{t28} = 2.835\text{MPa}$	$L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 423,3\text{mm}$ $L_s = 42,33\text{cm}$
Les règlements de BAEL 91, admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal de longueur $L_c$		
$L_c = 0.4L_s$	$L_s = 42,33\text{cm}$	$L_c = 0,4(42,33)$ $L_c = 16,93\text{cm}$

III.5.5.5. Vérification d'influence de l'effort tranchant sur béton

Tableau III.5.15 : Vérification d'influence de l'effort tranchant sur béton

Influence de l'effort tranchant sur béton		
$T_u^{max} \leq \bar{T}_u$	$T_u^{max}$	$T_u^{max} = 21,69\text{KN}$
	$\bar{T}_u = \frac{0.4f_{c28} \times 0.9bd}{\gamma_b}$	$\bar{T}_u = \frac{0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,9 \times 0,65 \times 0,8}{1,5} = 702\text{KN}$
	Vérification	$21,69 < 702 \rightarrow \text{C.V}$

III.5.5.5. Vérification d'influence de l'effort tranchant sur les armatures

Tableau III.5.16 : Vérification d'influence de l'effort tranchant sur acier

$A_a \geq \frac{V_u^{max}}{\sigma_{st}}$	$A_a \text{ (cm}^2\text{)}$	2,26
	$\frac{V_u^{max}}{\sigma_{st}}$	$\frac{V_u^{max}}{\sigma_{st}} = \frac{21,69 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,623$
	Vérification	$2,26 > 0,623 \rightarrow \text{C.V}$
Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes		
$M_u^{max} \geq 0.9dV_u^{max}$	$M_u^{max}$	$M_u^{max} = 11,92\text{KN.m}$
	$0.9dV_u^{max}$	$0.9 \times 0,18 \times 21,69 = 3,514\text{KN.m}$
	Vérification	$11,92 > 3,514 \rightarrow \text{C.V}$
Les armatures inférieures ne sont pas nécessaires		

III.5.5.6. Vérification des contraintes tangentielles (Art A.5.3.2/BAEL91)

Tableau III.5.17 : Vérification des contraintes tangentielles

Au niveau de liaison hourdis/âme	
$\sigma_u = \frac{V_u^{max} \times (b - b_0)}{h_0 \times 2b \times 0.9d}$	$\sigma_u = \frac{21,69 \times 10^3 \times (65 \times 10 - 12 \times 10)}{4 \times 10 \times 2(65 \times 10) \times 0.9(18 \times 10)} = 1,365\text{MPa}$
$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2f_{c25}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right\}$	$\bar{\tau}_u = \min \{3.33, 5\text{MPa}\} = 3.33\text{MPa}$
Vérification	$\sigma_u \leq \bar{\tau}_u \rightarrow 1,365 < 3.33 \rightarrow \text{C.V}$

Aux niveaux des appuis	
$\sigma_u = \frac{2V_u^{\max}}{b_0 \times 0.9d}$	$\sigma_u = \frac{2 \times 21,69 \times 10^3}{12 \times 10 \times 0.9 \times 18 \times 10} = 2,231 \text{MPa}$
$\bar{\tau}_u = \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$	$\bar{\tau}_u = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13,33 \text{MPa}$
Vérification	$\sigma_u \leq \bar{\tau}_u \rightarrow 2,231 < 13,33 \rightarrow \text{C.V}$

Remarque : Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement.

### III.5.6. Vérification à l'ELS

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de durabilité de la construction. Les vérifications qui sont relative :

- Etat limite d'ouverture des fissures
- Etat limite de résistance de béton en compression
- Etat limite de déformation

Pour une section en T, il faut distinguer deux cas selon que l'axe neutre tombe dans la table ou dans la nervure.

L'axe neutre tombera dans la table si :

$$bh_0^2 + 30A'_s(h_0 - d') - 30A_s(d - h_0) \geq 0, \text{ Avec : } A'_s = 0$$

$$65 \times 4^2 - 30 \times 2.35(18 - 4) = 1040 - 987 = 53 > 0 \rightarrow \text{C.V}$$

Il n'est pas nécessaire de vérifier les autres conditions, l'axe neutre tombe dans la table, donc on peut considérer la section en tant qu'une section rectangulaire de largeur  $b=0.65\text{m}$ .

#### III.5.6.1. Calcul des efforts internes

- Moments fléchissant

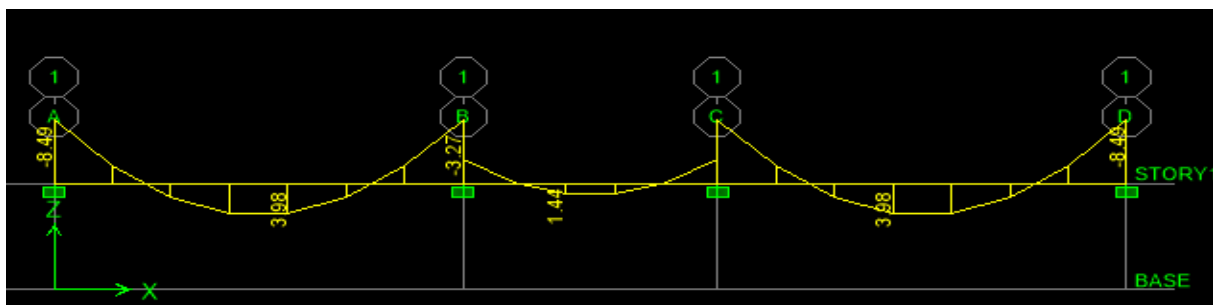


Figure III.5.11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS au niveau du RDC

Les moments maximums :  $M_{as}^{max} = 8,49\text{KN.m}$

$$M_{ts}^{max} = 3,98\text{KN.m}$$

III.5.6.2. Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures

Tableau III.5.18 : Vérification à l'état limites d'ouverture des fissures

	En travées	Aux appuis
Les moments	$M_{max} = 3,98\text{KN.m}$	$M_{max} = 8,49\text{KN.m}$
Les armatures	$A_{st} = 1,57\text{cm}^2$	$A_{st} = 2,26\text{cm}^2$
$\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b \cdot d}$	$\rho = \frac{100(1,57)}{65(18)} = 0,134$	$\rho = \frac{100(2,26)}{65(18)} = 0,193$
La valeur de $\beta$	D'après l'abaque : $\beta = 0,940$	D'après l'abaque : $\beta = 0,929$
La valeur de $K_1$	$K_1 = 68,33$	$K_1 = 55,42$
La contrainte $\tau_s = \frac{M_{max}}{\beta_1 d A_{st}}$	$\tau_s = \frac{3,98 \times 10^6}{0,940(18 \times 10)(1,57 \times 10^2)}$ $\tau_s = 149,824 \text{ MPa}$	$\tau_s = \frac{8,49 \times 10^6}{0,929(18 \times 10)(2,26 \times 10^2)}$ $\tau_s = 224,652\text{MPa}$
$\tau_{bc} = \frac{\tau_s}{K}$	$\tau_{bc} = \frac{149,824}{68,33}$ $\tau_{bc} = 2,193 \text{ MPa}$	$\tau_{bc} = \frac{224,652}{55,42}$ $\tau_{bc} = 4,054\text{MPa}$
Vérification dans le béton $\tau_{bc} < 15\text{MPa}$	$2,193 < 15\text{MPa} \rightarrow \text{C.V}$	$4,054 < 15\text{MPa} \rightarrow \text{C.V}$
Vérification dans l'acier $\tau_s < 348\text{MPa}$	$149,824 < 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$	$224,652 < 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$

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

III.5.6.3. Vérification à l'état limite de déformation (Art B.6.8.424/BAEL 91)

Tableau III.5.18 : Vérification à l'état limites de déformation

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$h = 20\text{cm} = 0,20\text{m}, L = 3,30\text{m}$ $\frac{h}{L} = \frac{0,20}{3,30} = 0,061$
	$\frac{1}{16} = 0,0625$
	$0,061 < 0,0625 \rightarrow C.N.V$
$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$	$f_e = 400\text{MPa}$ $\frac{4,2}{400} = 0,0105$
	$A: \text{section des armatures } A = 2,26\text{cm}^2$ $b = 100\text{cm}, d = 15\text{cm},$ $\frac{A}{b \times d} = \frac{2,26}{65(18)} = 0,00193$
	$0,00193 < 0,0105 \rightarrow C.V$
$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{h}{L} = \frac{0,20}{3,30} = 0,061$
	$M_t = 3,98\text{KN.m} \rightarrow \text{moment max en travée}$ $M_0 = 4,682\text{KN.m} \rightarrow \text{moment max de la travée isostatique}$ $\frac{M_t}{10M_0} = \frac{3,98}{10(4,682)} = 0,085$
	$0,061 < 0,085 \rightarrow C.N.V$

Remarque : Vu que les conditions ne sont pas vérifiées on doit procéder au calcul de la flèche.

III.5.6.4. Calcul de la flèche

Tableau III.5.19 : Calcul de la flèche

<p>La flèche</p> $f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I}$	$q_s = \max(q'_s \text{ terrasse}; q'_s \text{ etage}; q'_s \text{ RDC})$ $q_s = (5,288; 6,74; 8,74) \rightarrow q_s = 8,74 \text{ KN/m}$
	$L = 3,30\text{m}$
	$E_v: \text{module de déformation différé}$ $E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}}$

	$E_V = 3700\sqrt[3]{25} = 10818,96\text{MPa}$
	<p>Avec : <math>b = 65\text{cm}, c = 2\text{cm}, A = 2,26\text{cm}^2</math></p> <p><math>\delta_{xx}</math> : moment statique de la section homogène</p> $\delta_{xx} = \frac{\mathbf{b} \times \mathbf{h}^2}{2} + 15 \times \mathbf{A} \times \mathbf{d}$ $\delta_{xx} = \frac{65 \times 20^2}{2} + 15(2,26)(18) = 13610,2\text{cm}^3$
	<p><math>B_0</math> : Surface de la section homogène</p> $\beta_0 = \mathbf{b} \times \mathbf{h} + 15\mathbf{A}$ $\beta_0 = 65 \times 20 + 15(2,26) = 1333,9\text{cm}^2$
	$V_1 = \frac{\delta_{xx}}{\beta_0}$ $v_1 = \frac{13610,2}{1333,9} = 10,20\text{cm}$ $V_2 = \mathbf{h} - V_1$ $V_2 = 20 - 10,20 = 9,8\text{cm}$
	<p>I : moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité</p> $I = \frac{\mathbf{b}}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15\mathbf{A}(V_2 - c)^2$ $I = \frac{65}{3} (10,20^3 + 9,8^3) + 15(2,26)(9,8 - 2)^2$ $I = \frac{65}{3} (1061,208 + 941,192) + 2062,476$ $I = 45447,809\text{cm}^4$
	$f = \frac{5}{384} \times \frac{8,74 \times 3,30^4}{10818,96 \times 10^3 \times 45447,809 \times 10^{-8}} = \frac{5182,475}{1888120,426}$ $f = 2,7 \times 10^{-3}\text{m}$ $f = 0,27\text{cm}$
	$\bar{f} = \frac{L}{500}$ $\bar{f} = \frac{330}{500} = 0,66\text{ cm}$
	<p>Vérification <math>f &lt; \bar{f}</math></p> $0,26 < 0,66 \rightarrow C.V$

### III.6. La charpente en bois

Notre bâtiment comporte une charpente en bois supportant des tuiles mécaniques. Elle présente deux versants inclinés et repose de part et d'autre sur des murs pignons. Dans l'étude de cette charpente, nous nous intéressons à déterminer les efforts revenant à chaque élément (pannes, chevrons, liteaux) et vérifier leur résistance sous les différentes sollicitations.

La charpente dans notre ouvrage contient les éléments suivants :

- Tuiles
- Liteaux
- Chevrons
- Pannes sablière, panne faîtière, panne intermédiaire

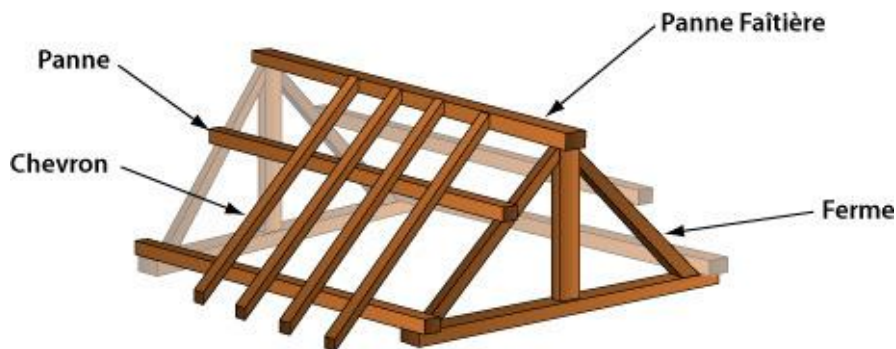


Figure III.6.1 : Vu en plan d'une charpente en bois.

#### III.6.1. Déterminé des charges et surcharges (DTRBC 2.2)

##### III.6.1.1. Charge permanentes

Poids propres de tuiles et des liteaux :  $G_t = 0,45 \text{ KN/m}^2$

Poids propres des pannes et des chevrons :  $G_p = 0,10 \text{ KN/m}^2$

Poids propre total :  $G_T = G_t + G_p = 0,45 + 0,10 = 0,55 \text{ KN/m}^2$

##### III. .6.1.2. Charge d'exploitation

$Q = 1 \text{ KN/m}^2$

III.6.2. Combinaison de charges

Tableau III.6.1 : Les combinaisons de charge d'une charpente en bois

Les combinaisons de charge	
à ELU	$q_u = 1,35G + 1,5Q$ $q_u = 1,35(0,55) + 1,5(1) = 2,242\text{KN/m}^2$
à ELS	$q_s = G + Q$ $q_s = 0,55 + 1 = 1,55\text{KN/m}^2$

III.6.3. Choix des sections

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

- Pannes (10,5 × 22)cm<sup>2</sup>
- Chevrons ((5 × 7)cm<sup>2</sup>
- Liteaux(3 × 4)cm<sup>2</sup>

III.6.4. Détermination des efforts revenants aux différents éléments

Tableau III.6.2 : Les efforts revenants aux différents

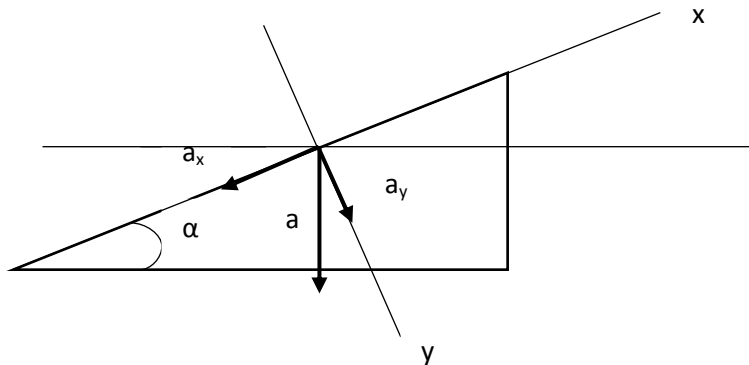
	Détaille	Schémas
L'effort revenant aux pannes	Espacement des pannes : 1m Portée des pannes : 3,40 m Avec : $2,242 \times 1 = 2,242\text{KN/ml}$	
L'effort revenant aux chevrons	Espacement des chevrons : 0,5m Portée des chevrons : 1 m Avec : $2,242 \times 0,5 = 1,121\text{KN/ml}$	
L'effort revenant aux liteaux	Espacement des liteaux : 0,32m Portée des chevrons : 0,5 m Avec : $2,242 \times 0,32 = 0,717\text{KN/ml}$	

**III.6.5. Dimensionnement des éléments de la charpente**

Nous allons utiliser le bois de sapin de catégorie I et d'après les règles **CB71**, pour le ça de la flexion déviées la contrainte admissible forfaitaire :  $\sigma_f = 142 \text{ da/cm}^2$ .

**III.6.5.1. Dimensionnement des pannes**

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



**Figure III.6.2 : Schéma statique de la panne**

- Suivant l'axe (x-x) :  $q_x = q_p \times \sin(\alpha) = 2,242 \times \sin(41,22) = 1,50 \text{ KN/ml}$
- Suivant l'axe (y-y) :  $q_y = q_p \times \cos(\alpha) = 2,242 \times \cos(41,22) = 1,70 \text{ KN/ml}$

**Tableau III.6.3 : Dimensionnements des pannes**

Dimensionnements	Détaille	
<b>Moment fléchissant</b>	Selon x	$M_{fx} = \frac{q_x \times l^2}{8} = \frac{1,50 \times (3,40)^2}{8} = 2,167 \text{ KN.m}$
	Selon y	$M_{fy} = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{1,50 \times (3,40)^2}{8} = 2,45 \text{ KN.m}$
<b>Module de résistance</b>	Selon x	$\frac{I_x}{V} = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{10,5 \times (22,5)^2}{6} = 885,93 \text{ cm}^3$
	Selon y	$\frac{I_y}{V} = \frac{h \times b^2}{6} = \frac{22,5 \times (10,5)^2}{6} = 413,41 \text{ cm}^3$
<b>La contrainte</b>	$\sigma = \frac{M_{fx}}{\frac{I_x}{V}} + \frac{M_{fy}}{\frac{I_y}{V}} = \frac{2,167 \times 10^4}{885,93} + \frac{2,45 \times 10^4}{413,43}$ $\sigma = 83,66 \text{ da/cm}^2$ <p><math>\sigma &lt; \bar{\sigma}_f \rightarrow</math> La section adoptée est acceptable</p>	
<b>Vérification de la flèche</b>	<p>La vérification de la flèche se fera sous la combinaison G+Q</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• La flèche admissible :</li> </ul> $\bar{f} = \frac{L}{300} = \frac{340}{300} = 1,13 \text{ cm}$ <p>La valeur de la flèche réelle est donnée par :</p>	

$$f = \frac{5 \times \sigma_s \times L^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}; \text{ Avec: } E_f = 131080,13 \text{ dan/cm}^2$$

$$f = \frac{5 \times 83,66 \times 340^2}{48 \times 131080,13 \times \frac{22}{2}} = 0,698 \approx 0,700$$

$$f < \bar{f} \rightarrow 0,700 < 1,13$$

La valeur de la flèche est inférieure à la flèche admissible donc la section choisie est acceptable.

III.6.5.2. Dimensionnement des chevrons

Tableau III.6.4 : Dimensionnements des chevrons

Dimensionnements	Détaille	
Le moment de flexion	$M_0 = \frac{q_c \times L_c^2}{8}$	$M_0 = \frac{1,121 \times 1^2}{8} = 0,140 \text{ KN.m}$
	Aux appuis : $M_a = \frac{4}{5} M_0$	$M_a = \frac{4}{5} \times 0,140 = 0,112 \text{ KN.m}$
	En travée : $M_t = \frac{2}{3} M_0$	$M_t = \frac{2}{3} \times 0,140 = 0,093 \text{ KN.m}$
Module de résistance	$\frac{I}{v} = \frac{b \times h^2}{6}$	$\frac{5 \times 7^2}{6} = 40,83 \text{ cm}^3$
Les contraintes	Aux appuis : $\sigma_a = \frac{M_a}{\frac{I}{v}}$	$\sigma_a = \frac{0,112 \times 10^4}{40,83} = 27,43 \text{ dan/cm}^2$
	En travée : $\sigma_t = \frac{M_t}{\frac{I}{v}}$	$\sigma_t = \frac{0,093 \times 10^4}{40,83} = 22,77 \text{ dan/cm}^2$
	$\sigma = \frac{M_f}{\frac{I}{v}} < \bar{\sigma}_f$ Avec : $\bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2$	$\sigma = (\sigma_a; \sigma_t) = (27,43; 22,77)$ $(27,43; 22,77) < 142 \text{ dan/cm}^2$ Donc la section adoptée est acceptable.
Vérification de la flèche	La valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant directement les éléments de couvertures (chevrons, liteaux) est : $\bar{f} = \frac{L}{200}$ , L= La portée de chevrons $\bar{f} = \frac{100}{200} = 0,50 \text{ cm}$ La valeur de la flèche réelle est : $f = \frac{5\sigma \times L^2}{48E_f \times \frac{h}{2}}$	
	Aux appuis : $f = \frac{5\sigma_a \times L^2}{48E_f \times \frac{h}{2}} = \frac{5 \times 27,43 \times 10^2}{48 \times 131080,13 \times \frac{7}{2}}$ $f = 0,062 \text{ cm} < \bar{f}$	En travée : $f = \frac{5\sigma_t \times L^2}{48E_f \times \frac{h}{2}} = \frac{5 \times 22,77 \times 10^2}{48 \times 131080,13 \times \frac{7}{2}}$ $f = 0,051 \text{ cm} < \bar{f}$
Donc la section choisie est acceptable		

III.6.5.2. Dimensionnement des liteaux

Le dimensionnement des liteaux se fait de la même manière que la panne

- Suivant l'axe (x-x) :  $q_x = q_l \times \sin(\alpha) = 0,717 \times \sin(41,22) = 0,472 \text{KN/ml}$
- Suivant l'axe (y-y) :  $q_y = q_l \times \cos(\alpha) = 0,717 \times \cos(41,22) = 0,540 \text{KN/ml}$

Tableau III.6.5 : Dimensionnements des Liteaux

Dimensionnements	Détaille	
<b>Moment fléchissant</b>	Selon x	$M_{fx} = \frac{q_x \times l^2}{8} = \frac{0,472 \times (0,5)^2}{8} = 0,0150 \text{KN.m}$
	Selon y	$M_{fy} = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{0,540 \times (0,50)^2}{8} = 0,017 \text{KN.m}$
<b>Module de résistance</b>	Selon x	$\frac{I_x}{V} = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{3 \times (4)^2}{6} = 8 \text{cm}^3$
	Selon y	$\frac{I_y}{V} = \frac{h \times b^2}{6} = \frac{3 \times (4)^2}{6} = 6 \text{cm}^3$
<b>La contrainte</b>	$\sigma = \frac{M_{fx}}{\frac{I_x}{V}} + \frac{M_{fy}}{\frac{I_y}{V}} = \frac{0,015 \times 10^4}{8} + \frac{0,017 \times 10^4}{6}$ $\sigma = 65,83 \text{dan/cm}^2$ <p><math>\sigma &lt; \bar{\sigma}_f \rightarrow</math> La section adoptée est acceptable</p>	
<b>Vérification de la flèche</b>	<p>La vérification de la flèche se fera sous la combinaison</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• La flèche admissible :                     <math display="block">\bar{f} = \frac{L}{200} = \frac{50}{200} = 0,25 \text{cm}</math> </li> </ul> <p>La valeur de la flèche réelle est donnée par :</p> $f = \frac{5 \times \sigma_s \times L^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}; \text{ Avec: } E_f = 131080,13 \text{dan/cm}^2$ $f = \frac{5 \times 65,83 \times 50^2}{48 \times 131080,13 \times \frac{4}{2}} = 0,065$ <p><math>f &lt; \bar{f} \rightarrow 0,065 &lt; 0,25</math></p> <p>La valeur de la flèche est inférieure à la flèche admissible donc la section choisie est acceptable.</p>	

III.6.6. Assemblage de la charpente (CB71, article 4 .62 .12)

Nous avons opté pour un assemblage cloué, utilisé en pratique. Dans l'assemblage des charpentes traditionnelles, les assemblages cloués sont utilisés pour les ouvrages importants à des charges considérables.

A noter que le diamètre des clous est fonction de l'épaisseur du bois.

$$D = \begin{cases} a/7, & \text{si le bois est sapin} \\ a/9, & \text{Si le bois est moyen (pin sec)} \\ a/11, & \text{Si le bois est dur (chêne)} \end{cases}$$

Avec **D** : Diamètre du clou

**a** : l'épaisseur du bois le plus mince

$$D = \begin{cases} a/7 : \text{ dans le cas d'un bois tendre qui ne se fond pas (Sapin)} \\ a/9 : \text{ dans le cas d'un bois moyen (pin sec)} \\ a/11 : \text{ dans le cas d'un bois dur (chêne)} \end{cases}$$

- ❖ Il est déconseillé de clouer sur un bois humide. Le trou s'élargit par dessiccation du bois, mais le clou rouillé et l'adhérence croit, donnant par composition une charge admissible constante.
- ❖ Il ne faut pas utiliser des clous galvanisés.
- ❖ Pour la charpente du bâtiment que nous avons calculé, le bois utilisé est le sapin.
- ❖ Le diamètre des clous qui seront utilisés pour clouer les linteaux aux chevrons est :

$$d = \frac{a}{7} = \frac{3}{7} = 0,42\text{cm}$$

Avec : **a** : épaisseur du linteau = 3 cm

**CHAPITRE IV : MODÉLISATION AVEC  
ETABS**

## **IV. Introduction**

Les séismes ou tremblements de terre constituent un phénomène géologique qui de tout temps a terrorisé les populations qui vivent dans certaines zones du globe. Dans les régions sismiques, nous devons réaliser des constructions dites parasismique afin de minimiser les conséquences désastreuses de ce phénomène des séismes. Pour consolider les bâtiments on se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitée. Cette étude sismique nous permettra de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes. Toute en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

La modélisation est la transformation d'un problème physique réel ayant une infinité de degrés de liberté (DDL) à un modèle possédant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, autrement dit, ce modèle doit refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité, l'amortissement, la réponse.

Une des méthodes de modélisation est la modélisation eu éléments finis. Elle consiste à discrétisée la structure eu plusieurs éléments, les inconnues sont déterminées au niveau des nœuds.

À l'aide de fonction d'interpolation on balaie l'élément puis la structure. Pour gagner du temps, nous nous servons d'un outil puissant pour effectuer tous les calculs avec nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on site : ETABS, ROBOT, SAP...etc.

Pour notre étude nous avons utilisé ETABS Version 9.6

### **IV.1. Description du logiciel ETABS (Extented Three Dimensions Analyses Building Systems)**

ETABS est un logiciel intégré ultime pour l'analyse structurelle et la conception de bâtiments. Il offre des outils de modélisations et de visualisations 3D inégalés, une puissance analytique linéaire et non linéaire incroyablement rapide, des capacités de conception sophistiquées et complètes pour une large gamme de matériaux, et des affichages graphiques, des rapports, et des dessins schématiques qui permettent aux utilisateurs de déchiffrer et de comprendre rapidement et facilement les résultats de l'analyse et de la conception. Dans son calcul se base sur la méthode des éléments finis. Grace au logiciel « ETABS », nous pouvons déterminer les efforts internes dans la structure sous l'effet des charges verticales représentées par G et Q ; et sous l'effet des charges horizontales représentées par le séisme (E).

Ceci nous conduit à l'étude dynamique de la structure, avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration ...etc.

### IV.1.1. Étapes de modélisation

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

1. Introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étage).
2. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...).
4. Définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E)
5. Affectation des charges revenant aux éléments.
6. Introduction des combinaisons d'actions.
7. Définition des nœuds maîtres et inertie d'étages.
8. Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
9. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).

Exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

### IV.1.2. Les vues obtenues

Après avoir réalisé toutes ces étapes précédentes, on obtient :

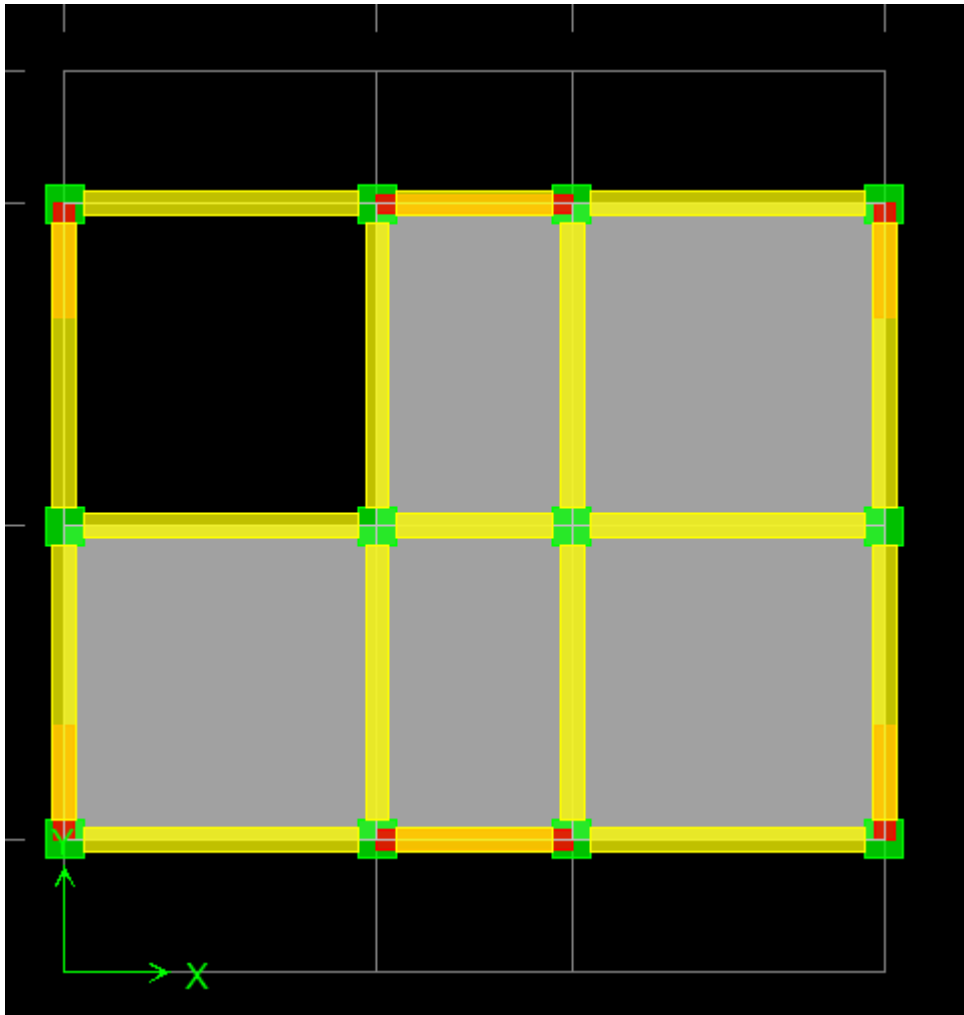


Figure IV.1 : Vue en deux dimensions plancher RDC

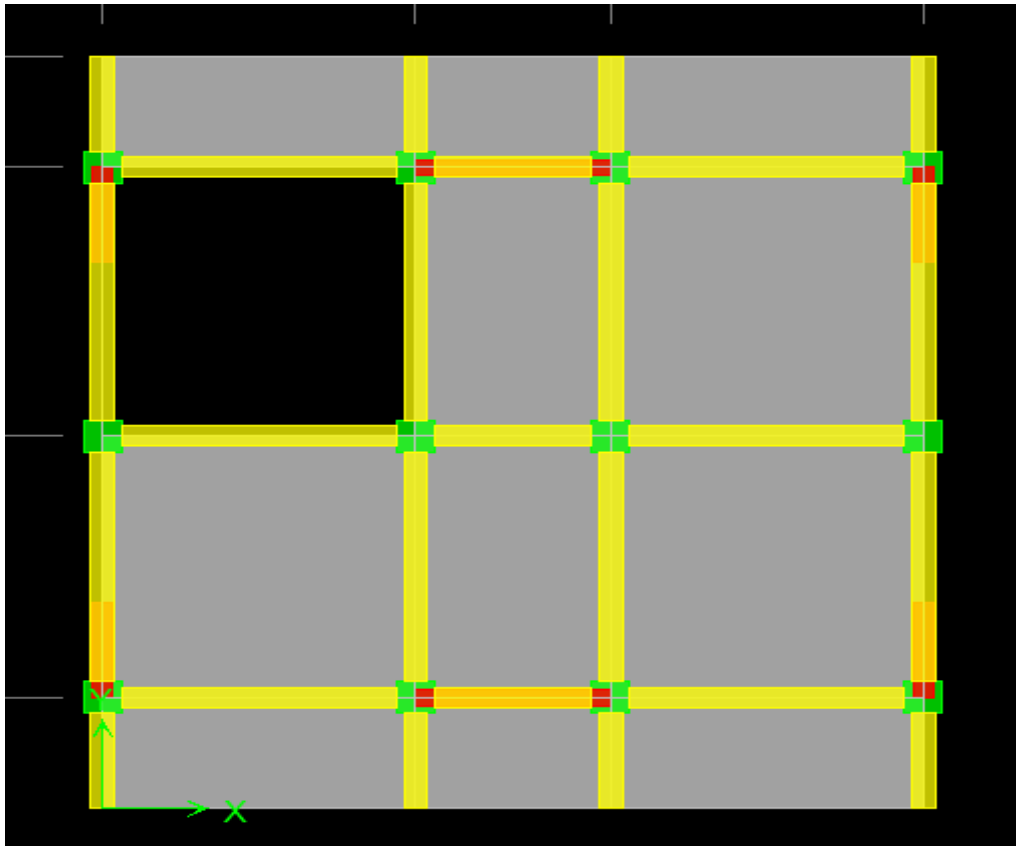


Figure IV.2 : Vue en deux dimensions plancher étages courants

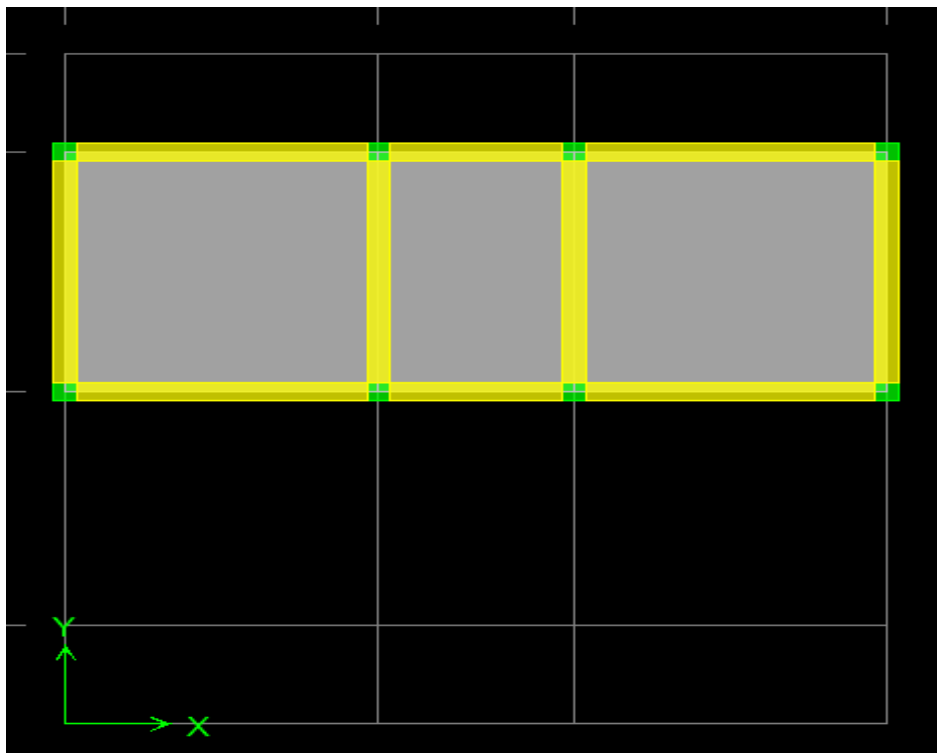


Figure IV.3 : Vue en deux dimensions plancher terrasse

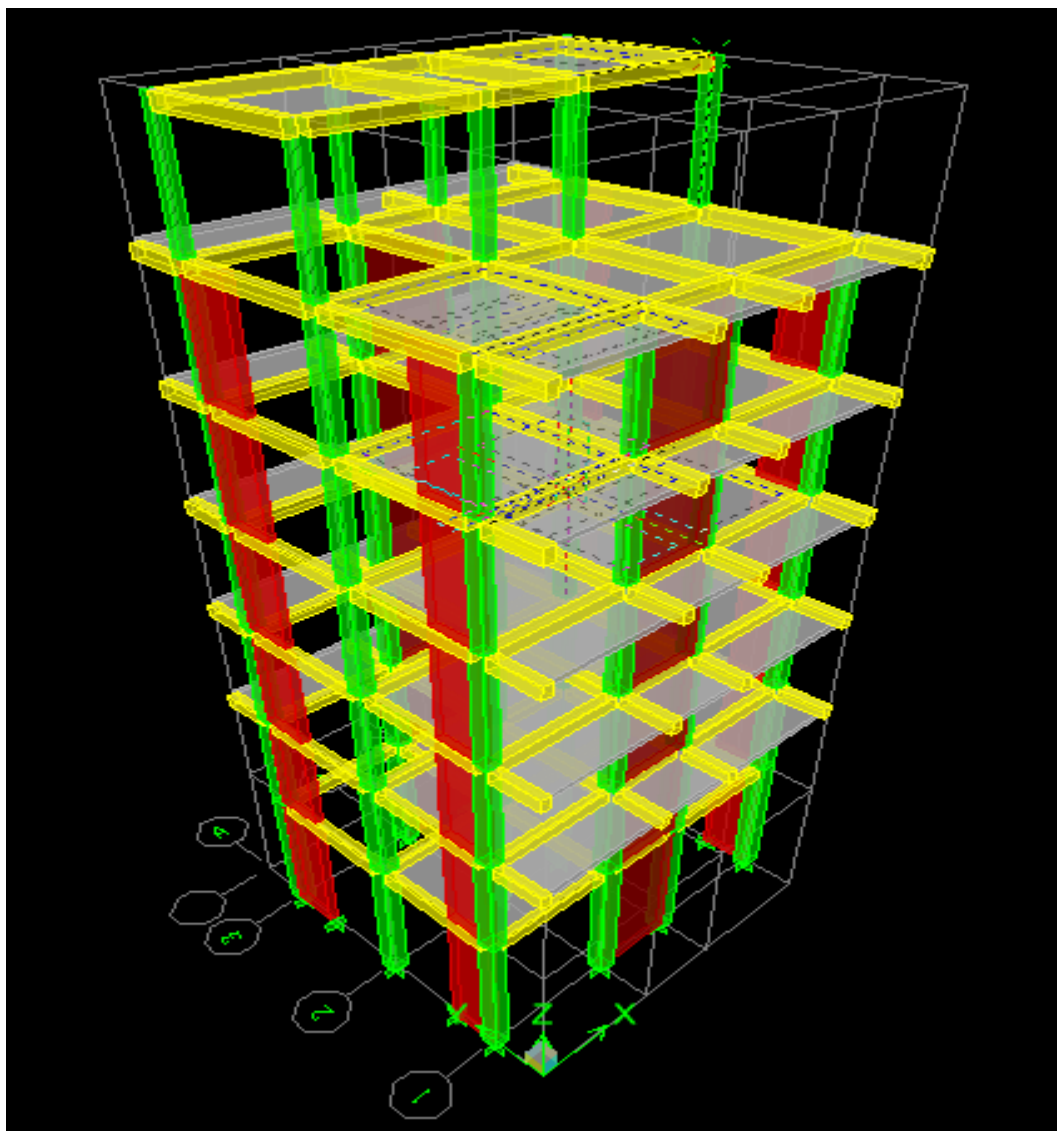


Figure IV.4 : Vue en trois dimensions du plan de l'ouvrage

## **CHAPITRE V : VÉRIFICATION RPA**

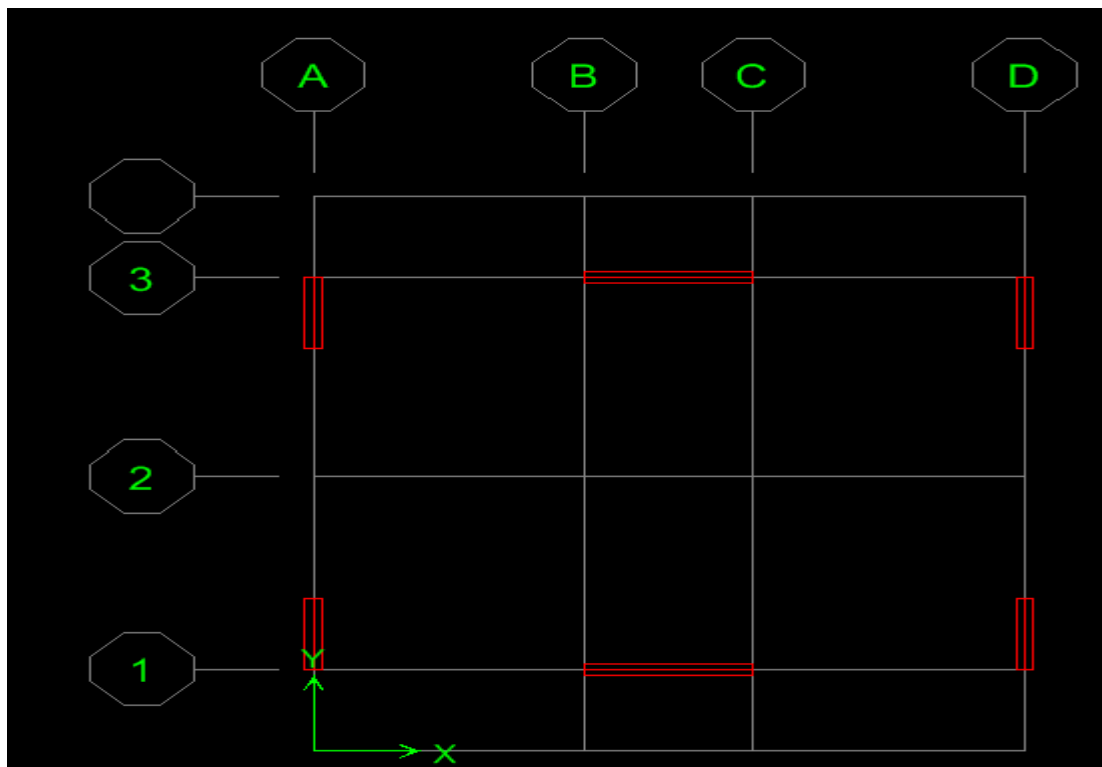
## V. Introduction

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste. Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels, en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions. Le règlement parasismique algérien (RPA99) prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer un degré de protection acceptable.

### V.1. Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales le nombre de modes de à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure.
- Vu l'irrégularité en plan de notre structure, plusieurs dispositions de voiles ont été étudiées, la disposition retenue est présentée sur la figure ci-dessous.



FigureV.1 : Disposition des voiles

Tableau V.1: Tableau des modes et de la masse

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,537083	0	75,967	0	75,967	0,2771
2	0,474942	72,521	0,0004	72,521	75,9674	0,0573
3	0,384738	0,0711	0,2612	72,5922	76,2286	74,9582
4	0,161924	0,0003	11,1471	72,5925	87,3757	0,0094
5	0,140499	6,0165	0,0014	78,609	87,3771	0,3755
6	0,125559	0,0038	0,0023	78,6127	87,3794	4,0691
7	0,117541	0,0045	3,9489	78,6172	91,3282	0,0192
8	0,100266	11,6351	0,0102	90,2523	91,3384	1,6558
9	0,089914	1,1365	0,0288	91,3888	91,3672	10,1992
10	0,061204	0,0001	4,7109	91,3888	96,0781	0,0153
11	0,043565	5,1843	0,0006	96,5731	96,0787	0,2282
12	0,039727	0,2012	0,0077	96,7743	96,0865	4,5837

- Le 1<sup>er</sup> et le 2<sup>ème</sup> sont des modes de **translation**.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de **rotation**.
- On doit retenir les 8 modes que la masse éteigne les 90% selon **RPA99vs 2003**.

## V.2. Vérification de l'excentricité

D'après le **RPA99 vs 2003** (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale  $\pm 0.05 L$ , (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

Tableau V.2: Tableau des vérifications de l'excentricité

Story	Diaphragme	XCM	XCR	XCM-XCR	0,05L	YCM	YCR	YCM-YCR	0,05L
RDC	RDC	4,578	4,325	0,253	<b>0,4325</b>	4,589	4,749	-0,16	<b>0,4325</b>
1	1	4,548	4,325	0,223	<b>0,4325</b>	4,609	4,75	-0,141	<b>0,4325</b>
2	2	4,552	4,325	0,227	<b>0,4325</b>	4,607	4,753	-0,146	<b>0,4325</b>
3	3	4,557	4,325	0,232	<b>0,4325</b>	4,604	4,759	-0,155	<b>0,4325</b>
4	4	4,561	4,325	0,236	<b>0,4325</b>	4,602	4,771	-0,169	<b>0,4325</b>
5	5	4,607	4,325	0,282	<b>0,4325</b>	4,7	4,793	-0,093	<b>0,4325</b>

**V.3. Vérification des déplacements relatifs**

D’après le *RPA 99 (Article 5-10)*, les déplacements relatifs latéraux d’un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d’étage.

D’après le *RPA 99 (art article 4-43)* :

Selon la formule 4-19 de RPA 99 le déplacement relatif à chaque niveau k est calculé comme suit :

$$\Delta K = \delta k - \delta k-1$$

$\delta k$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l’effet de torsion).

Le déplacement relatif du niveau k” par rapport au niveau k-1”est égal à :

**Tableau V.3: Tableau des vérifications de déplacements inter-étages suivant  $E_x$**

Story	Diaphragme	UX	$\Delta K_x$	UY	$\Delta K_y$	$h_e$	1% $h_e$	Observation
RDC	RDC	0,0086	0,0014	0,0095	0,0009	414	4,14	Condition vérifiée
1	1	0,0072	0,0014	0,0086	0,0014	306	3,06	Condition vérifiée
2	2	0,0058	0,0014	0,0072	0,0015	306	3,06	Condition vérifiée
3	3	0,0044	0,0014	0,0057	0,0017	306	3,06	Condition vérifiée
4	4	0,003	0,0013	0,004	0,0016	306	3,06	Condition vérifiée
5	5	0,0017	0,0011	0,0024	0,0015	306	3,06	Condition vérifiée

**V.4. Vérification vis-à-vis de l’effet P- $\Delta$**

Les effets de 2° ordre (ou effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d’exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

$V_k$  : Effort tranchant d’étage au niveau « k ».

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : Hauteur de l’étage « k ».

**Tableau V.4: Tableau de justification vis-à-vis de l’effet P- $\Delta$**

STORY	$P_k$ (KN)	$h_k$	Sens X-X [sous EY]			Sens Y-Y [Sous EY]		
			$\Delta_k$	$V_k$ (m)	$\theta(x)$	$\Delta_k$	$V_k$ (m)	$\theta(x)$
5	839,64	3,06	0,0011	102,72	0,0029	0,0015	94,02	0,0044
4	1556,9	3,06	0,0013	171,67	0,0039	0,0016	160,44	0,0051

3	2304	3,06	0,0014	224,71	0,0047	0,0017	215,78	0,0059
2	3051,09	3,06	0,0014	263,19	0,0053	0,0015	256,7	0,0058
1	3832,61	3,06	0,0014	290,2	0,0060	0,0014	283,87	0,0062
RDC	4600,45	4,14	0,0014	305,12	0,0051	0,0009	296,87	0,0034

On constate que  $\theta_{kx}$  et  $\theta_{ky}$  sont inférieurs à « 0.1 ».

Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

### V.5. Vérification de déplacement maximal

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f_{adm} = \frac{Ht}{500} = \frac{22.5}{500} = 0,045 \text{ m (ART B.6.5,3 /BAEL91)}$$

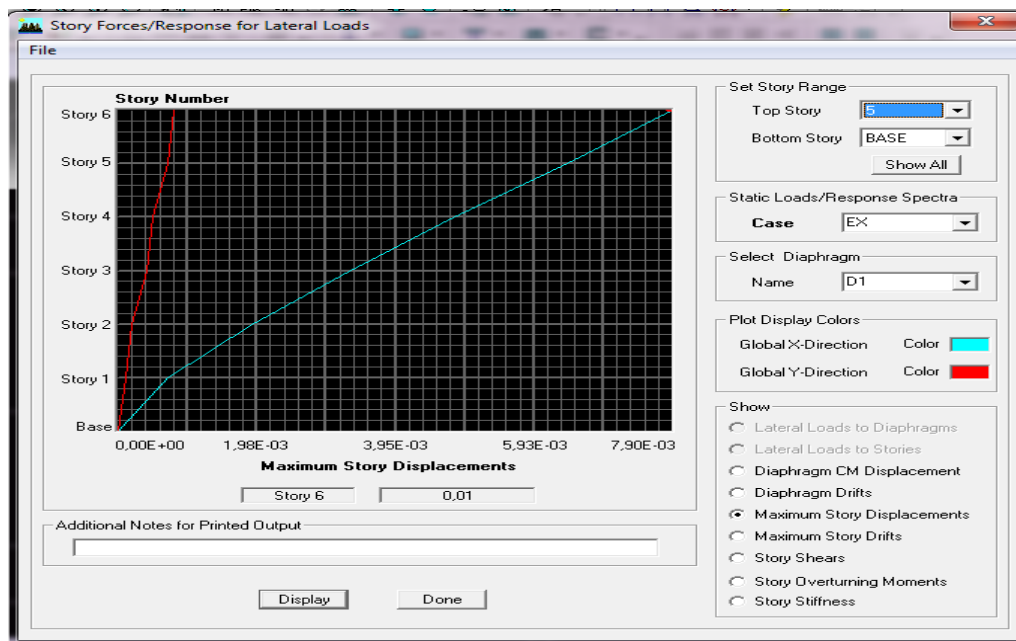
Avec :

$\delta_{\max}$  : Déplacement maximal de la structure.

$f_{adm}$  : La flèche admissible.

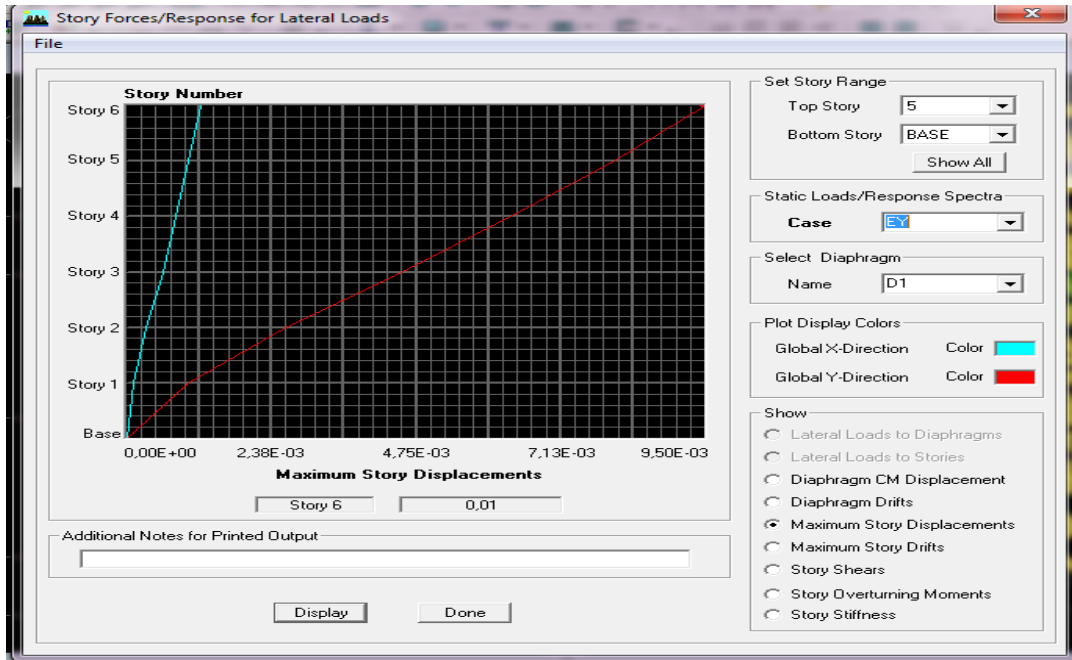
#### V.5.1. Détermination du déplacement maximal avec ETABS

##### 1. Dans le sens longitudinal :



FigureV.2 : Déplacement maximal suivant X-X

2. Dans le sens transversal



**FigureV.3 : Déplacement maximal suivant Y-Y**

Donc d’après ETABS :

- Le déplacement maximal de la structure suivant X-X :  $\delta_{\max-x} = 0.01 \text{ m}$
- Le déplacement maximal de la structure suivant Y-Y :  $\delta_{\max-x} = 0.01 \text{ m}$

On admet que

$\delta_{\max-x} = 0.01 \text{ m} \leq f_{ad} = 0,045$  .....Condition vérifiée

$\delta_{\max-y} = 0.01 \text{ m} \leq f_{adm} = 0,045$  .....Condition vérifiée

Donc la condition de déplacement maximal vis-à-vis de la **flèche admissible** est vérifiée

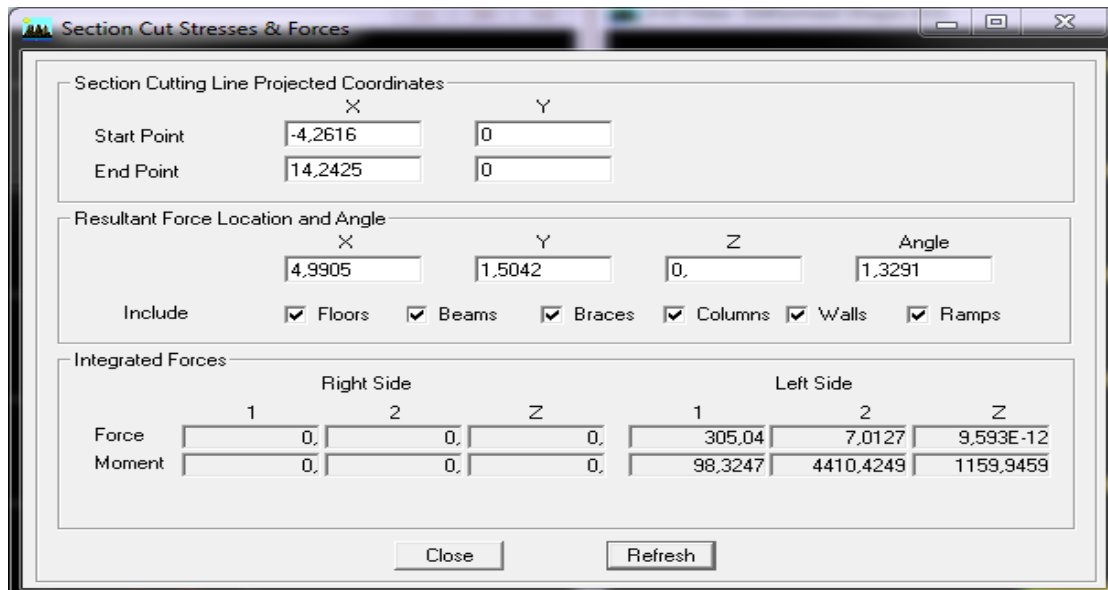
**V.6. Justification vis-à-vis de contreventement**

L’objet de cette classification se traduit par l’attribution d’une valeur numérique du coefficient de comportement R pour chacune des catégories (Tableau 4.3 du RPA 99).

**1. Forces horizontales :**

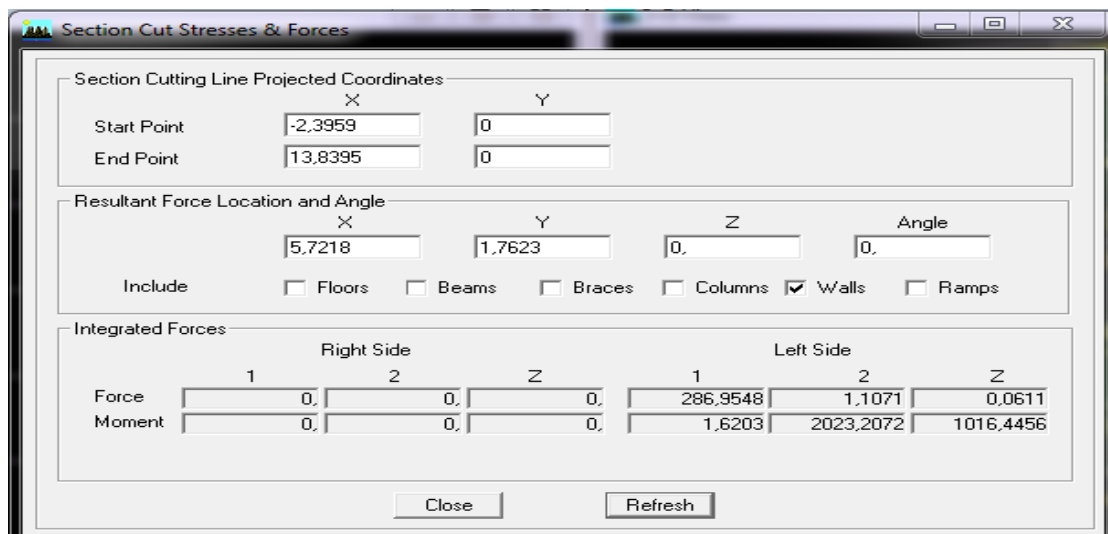
Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement (voiles et portiques ou voiles uniquement) sont donnés par le logiciel ETABS comme suit :

o Voiles et portiques :



FigureV.4 : Charges horizontales reprise par la structure dans le sens EX

o Voile uniquement :

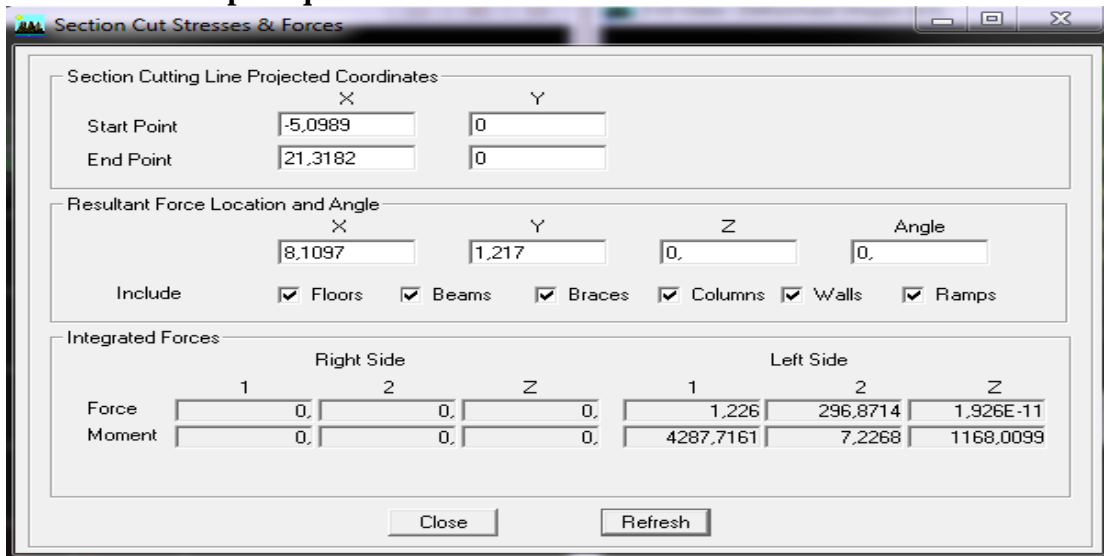


FigureV.5 : Charges horizontales reprise par les voiles dans le sens EX

Tableau V.5: Tableau de forces reprises par les voiles et portiques dans le sens EX

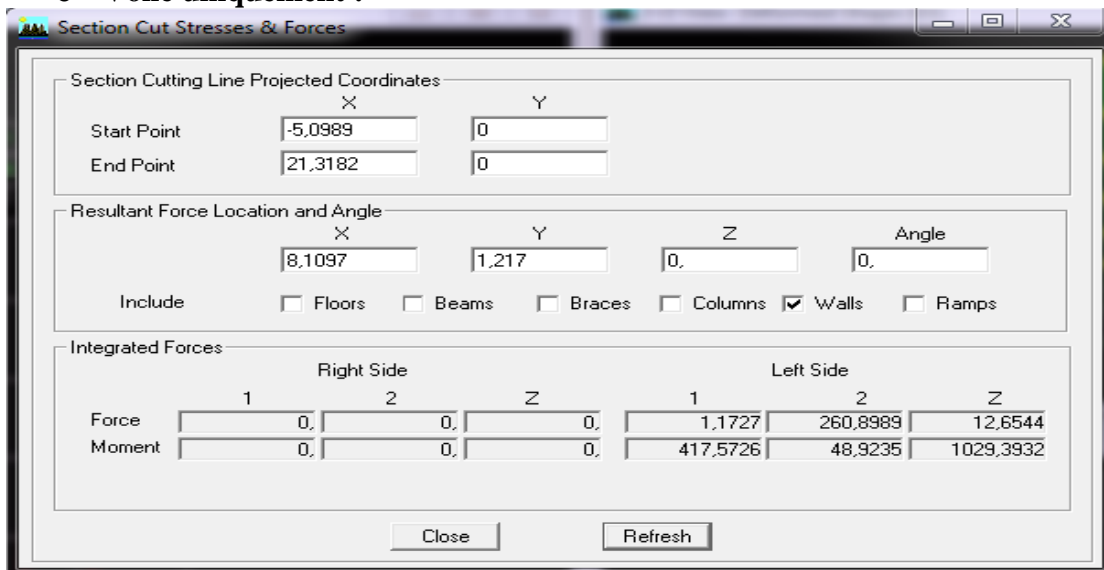
Coupes	Forces reprises par les voiles et les portiques	Forces reprises par les voiles uniquement	Pourcentage % des voiles	Pourcentage % portiques
Ex	305,04	286,95	94,07	5,93

o Voiles et portiques :



FigureV.6 : Charges horizontales reprise par la structure dans le sens EY

o Voile uniquement :



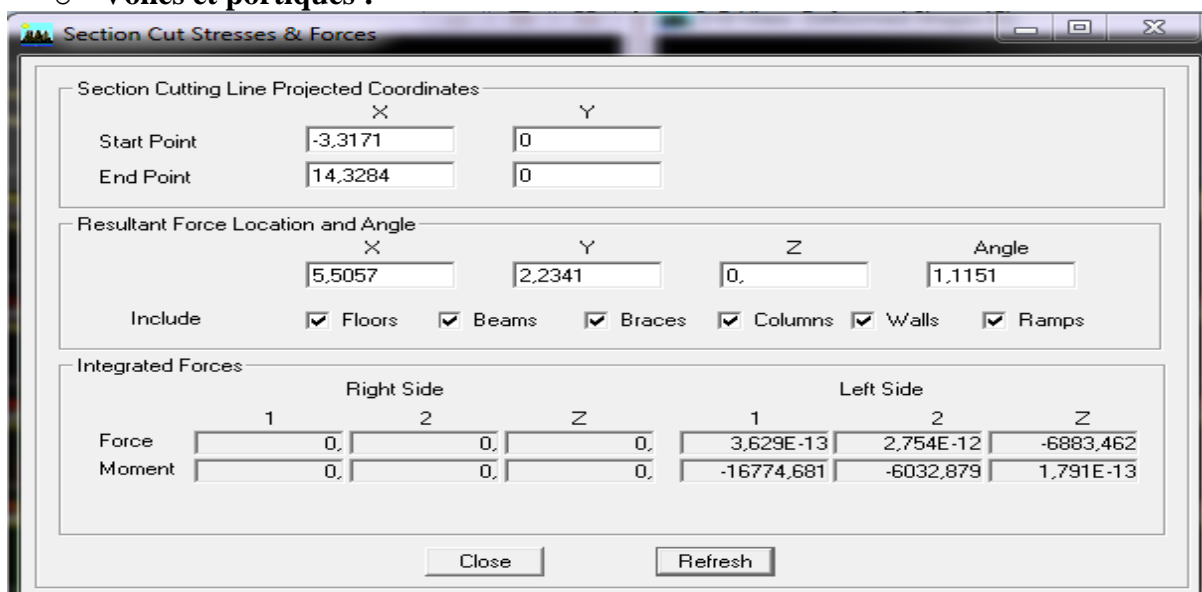
FigureV.7 : Charges horizontales reprise par les voiles dans le sens EY

Tableau V.6: Tableau de forces reprises par les voiles et portiques dans le sens EY

Coupes	Forces reprises par les voiles et les portiques	Forces reprises par les voiles uniquement	Pourcentage % des voiles	Pourcentage % portiques
Ey	296,87	260,89	87,88	12,12

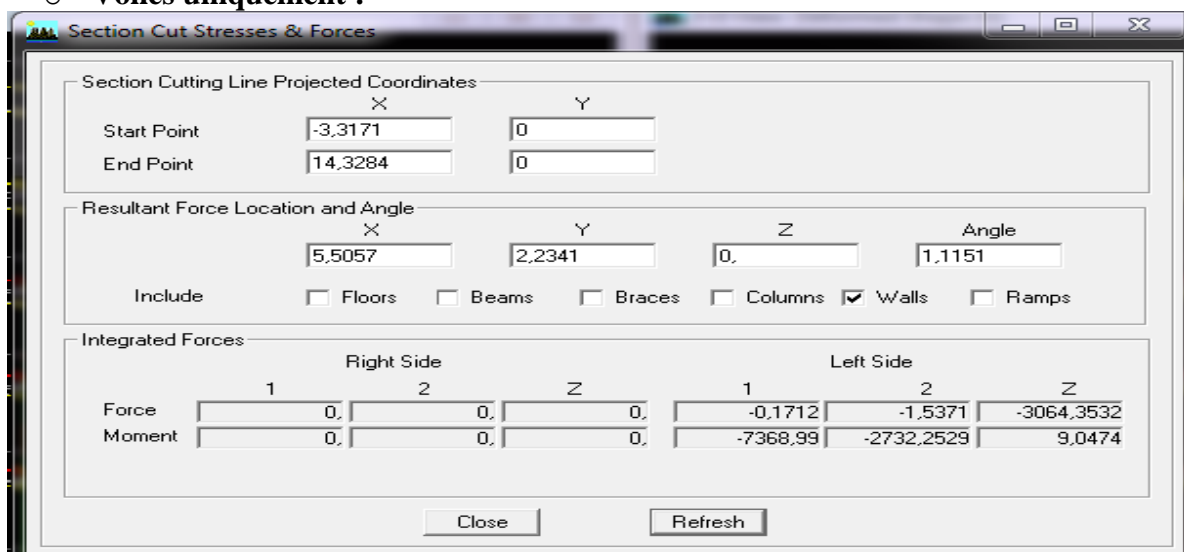
2. Forces verticales :

○ Voiles et portiques :



FigureV.8 : Charges verticales reprise par la structure dans le sens EX

○ Voiles uniquement :



FigureV.9 : Charges verticales reprise par les voiles dans le sens EX

Tableau V.6: Tableau de forces reprises par les voiles et portiques dans le sens EY

Coupes	Forces reprises par les voiles et les portiques	Forces reprises par les voiles uniquement	Pourcentage % des voiles	Pourcentage % portiques
ELU	6883,46	3064,35	44,52	55,48

D’après les résultats représentés dans le tableau des efforts verticaux on remarque que les voiles reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Selon les résultats représentés dans les deux tableaux des efforts horizontaux sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Donc suivant l'article 3.4 de RPA 99/2003 qui nous permet de classer notre système de contreventement et nos résultats ci-dessus, on opte pour un système de contreventement mixte portiques/voiles avec interaction, son coefficient de comportement est pris  $R=5$  d'après le tableau 4.3 de RPA 99/2003.

**V.7. Vérification de l'effort tranchant à la base**

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (4.1 \text{ RPA99VS2003})$$

Tel que :

**A : Coefficient d'accélération de zone,**

Donnée par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Zone IIa ; groupe d'usage 2 →  $A = 0.15$

**D : Facteur d'amplification dynamique moyen,**

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure(T)

Il est donné par la formule (4.2 RPA99vs2003)

Paramètres		La valeur
<b>Coefficient d'accélération de zone : A</b> Tableau 4.1. Page 26 RPA2003.	. Zone sismique II b. . Groupe d'usage 2	A= 0,15
<b>Calcul de la période T :</b> RPA version 2003 page 31 formule 4.6 $T = C_t \cdot (h_n)^{3/4}$	$C_T = 0,05$ Tableau (4-6)	T = 0,537 s.
	$h_n = 22,5$ m	
<b>Facteur d'amplification dynamique moyen :</b> <b>RPA99 version 2003 Page 26 Formule (4.2)</b> $D = 2.5 \cdot \eta$ $0 \leq T \leq T_2$ $D = 2.5 \cdot \eta \cdot (T_2/T)^{2/3}$ $T_2 \leq T \leq 3s$ $D = 2.5 \cdot \eta \cdot (T_2/T)^{2/3} \cdot (3/T)^{5/3}$ $T > 3s$	Valeur $T_2$ : RPA2003 page 34. Site meuble d'où $T_2 = 0,5$ .	D=1,95
	Valeur de $\xi$ ; RPA99 version 2003 Page 26 Tableau (4.2) remplissage dense et contreventement voile porteur : $\xi = 10$	
	Facteur de correction d'amortissement : RPA99 Page 26 Formule (4.2). $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,82$ $\eta = 0,82$	
<b>Coefficient de comportement global de la structure R :</b> RPA 99 version 2003 Tableau (4.3) Page 28	<b>une structure contreventée par voile</b>	R=3
<b>Poids total <math>W_t</math> :</b>		4600,45 KN

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q \text{ Art4. 4RPA99vs2003}$$

Tableau V.7: Facteur de qualité Q

Observation de critère	Q <sub>y</sub>		Q <sub>x</sub>	
	Oui	Non	Oui	Non
1-Condition minimales sur les files de contreventement	0.05	0	0.05	0
2-Redondance en plan	0.05	0	0,05	0
3-Régularité en plan	0	0.05	0	0.05
4-Régularité en élévation	0	0.05	0	0.05
5-Contrôle de qualité des matériaux	0	0.05	0	0.05
6-Contrôle de qualité de l'exécution	0	0.10	0	0.10
$Q = 1 + \sum P_q$	1.10		1.10	

Détermination de l'effort tranchant par ETABS :

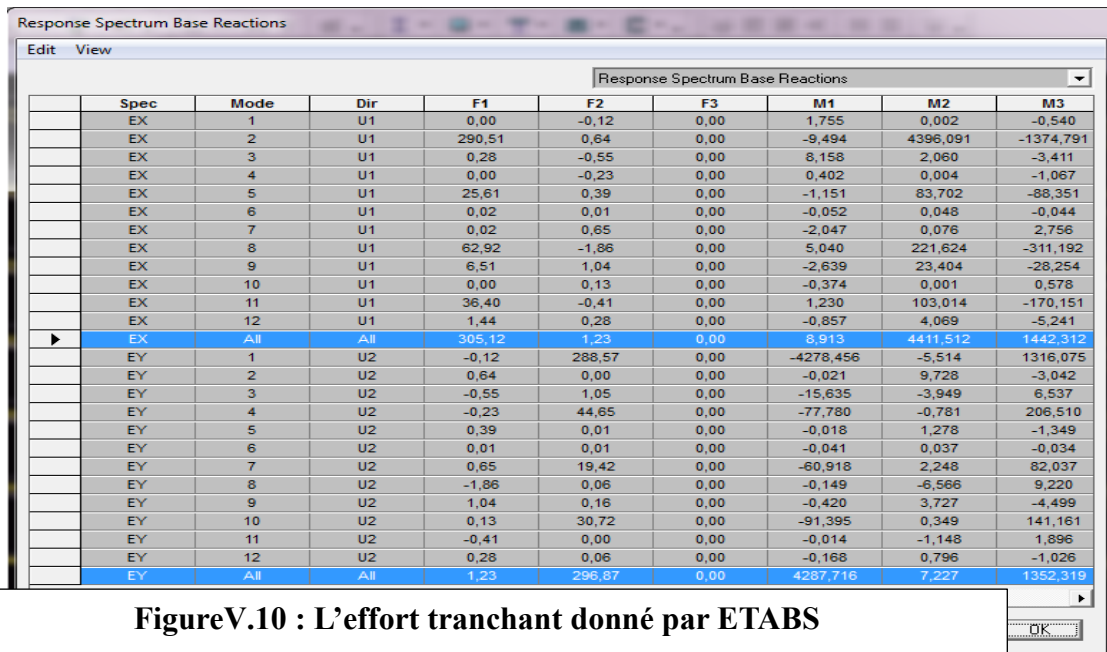


Figure V.10 : L'effort tranchant donné par ETABS

A partir de tableau ci-dessus on relève les valeurs de l'effort tranchant suivantes :

Tableau V.8: Valeur de l'effort tranchant

	L'effort tranchant (MSE)	0,8*V <sub>MSE</sub>	V <sub>logiciel</sub>	V <sub>logiciel</sub> ≥ 0,8*V <sub>MSE</sub>
Sens X-X	$V_x = \frac{A.D.Q_x}{R} \cdot w$	296,03	305,12	Condition vérifiée
Sens Y-Y	$V_y = \frac{A.D.Q_y}{R} \cdot w$	296,03	296,87	Condition vérifiée

### V.8. Vérification de l'effort normal réduit RPA99 modifiée 2003 (l'Art.7.4.3)

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}}$$

Avec :

$N_d$  : Effort normal maximal ;

$B_c$  : Section du poteau ;

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

**Tableau V.9: Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux**

POTEAUX	$N_d$ (kN)	$B_c$ (cm <sup>2</sup> )	$F_{c28}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	V	Observation $v < 0.3$
40 X 40	647,94	1 600	2,5	0,162	<b>0,162 &lt; 0.3 condition vérifiée</b>
35 X 35	395,87	1 225	2,5	0,129	<b>0,129 &lt; 0.3 condition vérifiée</b>
30 X 30	201,56	900	2,5	0,090	<b>0,090 &lt; 0.3 condition vérifiée</b>
25 X 25	40,21	625	2,5	0,026	<b>0,026 &lt; 0.3 condition vérifiée</b>

### Conclusion

Après avoir vérifié les exigences imposées par le règlement parasismique Algérien RPA 99/Version 2003 ; le model étudié et modélisé à l'aide du logiciel ETABS, on peut passer aux ferrailages de ces éléments structuraux.

**CHAPITRE VI: FERRAILLAGE DES  
ELEMENTS STRUCTURELS**

**VI.1. Ferrailage des poteaux**

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux directions (transversal et longitudinal), en procédant à des vérifications à l'ELS. Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$$\begin{matrix} \text{BAEL91} & \left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ à l'ELU} \\ G + Q \text{ à l'ELS} \end{array} \right. \\ \text{RPA 99/Version 2003} & \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right. \end{matrix}$$

Les calculs se font en tenant compte de trois sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant  $N_{max} \Rightarrow M_{cor}$ ,
- Effort normal minimal et le moment correspondant  $N_{min} \Rightarrow M_{cor}$ ,
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant  $M_{max} \Rightarrow N_{cor}$ .

Chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et à un moment fléchissant (M). Ainsi, nous pouvons avoir l'un des cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC),
- Section entièrement comprimée (SEC),
- Section entièrement tendue (SET).

**Tableau VI.1.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux en situation durable et accidentelle**

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_\beta$	$f_{c28}$ [MPa]	$f_{bu}$ [MPa]	$\gamma_\sigma$	Fe [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]
Durable	1.5	25	14.167	1.15	400	348
accidentelle	1.15	25	21.74	1	400	400

**VI.1.1. Recommandations et exigences du RPA**

**VI.1.1.1. Les armatures longitudinales : [Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003]**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimal d'armatures est de  $0,8 \% \times b \times h$  en zone IIa.
- Le pourcentage maximal dans la zone courante est de  $4\% \times b \times h$  en zone IIa.
- Le pourcentage maximal dans la zone de recouvrement est de  $6\% \times b \times h$  en zone IIa.

**Tableau VI.1.2 : Section minimale dans les poteaux**

Sections des poteaux $cm^2$	Pourcentage minimal	Pourcentage maximal	
	0.8 % [bh]	4% [bh] en zone courante	6% [bh] en zone de recouvrement
(40×40)	12,8	64	96
(35×35)	9,8	49	73,5
(30×30)	7,2	36	54
(25×25)	5	25	37,5

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de :  $40 \varnothing$  en zone IIa.

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone IIa
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

**VI.1.1.2. Armatures transversales : [Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003]**

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

- Le rôle des armatures transversales consiste à :
  - Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
  - Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
  - Positionner les armatures longitudinales.
- Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

$V_u$  : L'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 & \text{Si l'élançement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 & \text{Si l'élançement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec :

$\lambda_g$  : Élançement géométrique de poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$h$  et  $b$  : Dimensions de la section droite du poteau.

$l_f$  : Longueur de flambement du poteau, qui est égale dans notre cas à  $0.7l_0$ .

$l_0$  : Longueur libre de poteau.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales, la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

✓ Dans la zone nodale (IIa)  $S_t \leq \min (10\phi_1; 15 \text{ cm})$

✓ Dans la zone courante (IIa)  $S_t \leq \min (15\phi_1)$

$\phi_1$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de **1 0 Ø** minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ( $\phi$  cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

- La quantité d'armatures transversales minimales  $\frac{A_t}{b \times S_t}$  en % est donnée comme suit

$$A_{\min} = 0,3\% S_t \times b \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_{\min} = 0,8\% S_t \times b \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

### VI.1.2. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

#### VI.1.2.1. Les efforts internes dans les poteaux

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1.3 : Efforts internes dans les poteaux

Zone	combinaisons	Sollicitations	N(KN)	M(KN.m)
Zone I 40x40	G+Q+EY	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$	-647,94	0,2
	08G+M+EY MAX	$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$	237,24	2,976
	G+Q+EY MIN	$N_{\text{corr}} \rightarrow M_{\max}$	-205,13	-46,205
Zone II 35x35	ELU	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$	-395,87	0,406
	08G+M+EY MAX	$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$	25,53	0,538
	G+Q+EY MIN	$N_{\text{corr}} \rightarrow M_{\max}$	-119,97	-37,411
Zone III 30x30	ELU	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$	-201,56	0,596
	08G+M+EY MAX	$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$	13,81	1,302
	G+Q+EY MIN	$N_{\text{corr}} \rightarrow M_{\max}$	-37,31	23,347
Zone IV 25x25	ELU	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$	-40,21	-4,106
	08G+M+EY MAX	$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$	1,78	3,188
	G+Q+EY MIN	$N_{\text{corr}} \rightarrow M_{\max}$	-23,21	-9,872

#### VI.1.2.2. Étapes de calcul en flexion composée

- ❖ Calcul du centre de pression :

Deux cas peuvent se présenter  $N \rightarrow e_u = \frac{M_u}{N_u}$

##### a) Section partiellement comprimée (S.P.C)

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

$$\rightarrow e_u > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$\rightarrow N_u(d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c')bh^2f_{bu}$$

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

Avec :  $M_f$  c'est le moment fictif.

Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2f_{bu}}$$

- Si  $\mu \leq \mu_1 = 0.392$   $\longrightarrow$  la section est simplement armée.

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad ; \quad \mu \xrightarrow{\text{tableau}} \beta$$

La section réelle d'armature est :  $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

- Si :  $\mu > \mu_1 = 0.392$  → la section est doublement armée.

Et on calcule :  $M_r = \mu_1 b d^2 f_{bu}$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Avec :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

$M_r$  : Moment ultime pour une section simplement armée.

La section réelle d'armature :  $A'_s = A'$  ;  $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

### Section entièrement comprimée (S.E.C)

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

$$\begin{aligned} &\rightarrow e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ &\rightarrow N_u(d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c')bh^2f_{bu} \end{aligned}$$

Deux cas peuvent se présenter :

- Si :  $(0.337h - 0.81c')bh^2f_{bu} < N_u(d - c') - M_f < (0.5h - c')bhf_{bu}$

Les sections d'armatures sont :  $A_1 = \frac{N - 100\Psi bhf_{bu}}{100\sigma_s}$  ;  $A_2 = 0$

Avec :

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2f_{bu}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

- Si :  $N_u(d - c') - M_f \geq (0.5h - c')bhf_{bu}$

Les sections d'armatures sont :

$$A_1 = \frac{M_f - (d - 0.5h)bhf_{bu}}{(d - c')\sigma_s} \quad ; \quad A_2 = \frac{N_u - bhf_{bu}}{\sigma_s} - A_1$$

**Remarque :**

- Si  $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$  (excentricité nulle  $\Rightarrow$  compression pure),

le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera  $A = \frac{N_u - Bf_{bu}}{\sigma_s}$

Avec : B : Aire de la section du béton seul.

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier.

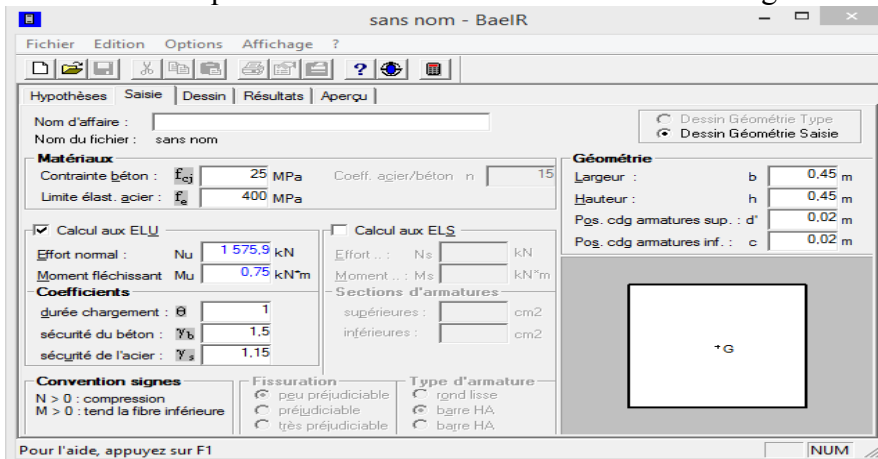
### b) Dispositions constructives

Les poteaux doivent comporter obligatoirement des armatures transversales sous forme de cadre ceinturant les armatures longitudinales.

- Le tracé de l'armature périphérique ne doit pas comporter des angles rentrants (risque de poussé au vide).
- Les cadres et étriers doivent comporter des crochets et un angle  $\theta = 135^\circ$ .

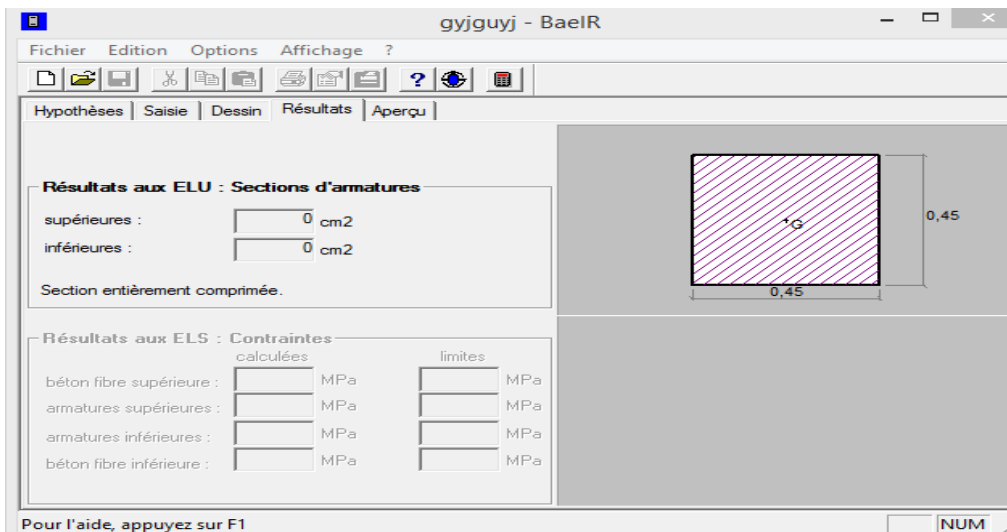
c) Calcul du ferrailage des poteaux avec SOCOTEC

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts dans logiciel.



FigureVI.1.1 : caractéristiques et sollicitation de la section avec Socotec

Cliquons sur l'icône **Résultats**. Puis la fenêtre suivante s'affiche :



FigureVI.1.2 : Affichage des résultats Socotec

Tableau VI.1.4 : Ferrailage des poteaux à l'ELU

Zone	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	Nature	A <sub>sup</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>inf</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	As cm
Zone II 40x40	N <sub>max</sub> → M <sub>corr</sub>	1202.8	30.101	S.E.C	0	0	12,8	4HA16 + HA14	14,19
	N <sub>min</sub> → M <sub>corr</sub>	385.78	12.369	S.E.C	0	0			
	N <sub>corr</sub> → M <sub>max</sub>	835.72	94.386	S.E.C	0	0			

Zone III 35x35	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	889.8	9.2	S.E.C	0	0	9,20	8HA14	12,31
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	1.35	4.383	SP.C	0	0,29			
	$N_{corr} \rightarrow M_{max}$	502.46	70.451	S.E.C	0	0,9			
Zone IV 30x30	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	356.08	5.444	S.E.C	0	0	7,20	8HA12	9,05
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	33.8	1.607	S.E.C	0	0			
	$N_{corr} \rightarrow M_{max}$	108.88	37.784	S.P.C	0	2,17			
Zone IV 25x25	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	356.08	5.444	S.E.C	0	0	5,00	8HA12	9,05
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	33.8	1.607	S.E.C	0	0			
	$N_{corr} \rightarrow M_{max}$	108.88	37.784	S.P.C	0	3,36			

VI.1.4. Vérification à l'ELU

VI.1.4.1. Longueur de recouvrement

Pour HA16 :  $L_r = 40\phi_1 = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \rightarrow L_r = 65 \text{ cm}$ .

Pour HA14 :  $L_r = 40\phi_1 = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \rightarrow L_r = 60 \text{ cm}$ .

Pour HA12 :  $L_r = 40\phi_1 = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \rightarrow L_r = 50 \text{ cm}$ .

VI.1.4.2. Détermination de la zone nodale : [Art7.4.2.1 RPA99 version 2003]

La zone nodale est définie par  $h'$  :

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right\}$$

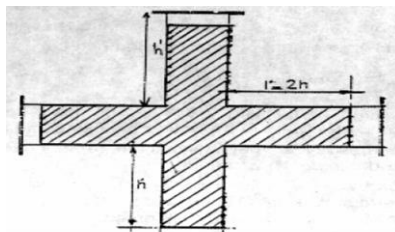


Figure VI.1.3 : La zone nodale

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60)$$

Tableau VI.1.5: Délimitation des zone nodales

Niveaux	poteaux	$h_e$ (cm)	$h' = \max \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$	
RDC	40x40	414	$h' = \max (69; 40; 40; 60)$	$h' = 70\text{cm}$
1 <sup>er</sup>		306	$h' = \max (51; 40; 40; 60)$	
2 et 3	35x35	306	$h' = \max (51; 35; 45; 60)$	$h' = 60\text{cm}$
4 et 5	30x30	306	$h' = \max (51; 30; 30; 60)$	$h' = 60\text{cm}$
Toiture	25x25	162	$h' = \max (27; 25; 25; 60)$	$h' = 60\text{cm}$

VI.1.4.3. Longueur d'ancrage : [BAEL91 Art A.6.1.221].

$$\text{Longueur de scellement : } l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

Avec  $\tau_{su} = 0.6\Psi_s^2 f_{t28} = 0.6(1.5)^2 \times 2.1 = 2.835\text{MPa}$

$$\text{Pour les } \phi_{12} : l_s = \frac{1.2 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 42.32 \text{ cm}$$

Pour les  $\emptyset_{14}$  :  $l_s = \frac{1.4 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 49.38 \text{ cm}$

Pour les  $\emptyset_{16}$  :  $l_s = \frac{1.6 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 56.43 \text{ cm}$

❖ Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à :  **$0.4l_s$** , pour les aciers HA.

Pour les  $\emptyset_{12}$  :  $l_r = 16.93 \text{ cm}$ .

Pour les  $\emptyset_{14}$  :  $l_r = 19.75 \text{ cm}$ .

Pour les  $\emptyset_{16}$  :  $l_r = 22.57 \text{ cm}$ .

➤ **Détermination des armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement
- Positionner les armatures longitudinales

➤ **Selon BAEL 91 modifier 99 (Art A8.1.3)**

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

**VI.1.4.4. Diamètre des barres : [Art A.8.1,3/BAEL91 modifiée 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.

$\emptyset_t = \frac{\emptyset_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$  Soit  $\emptyset_t = \mathbf{8 \text{ mm}}$  (un cadre + un losange) donc  $A_t = \mathbf{4 \text{ HA } 8}$   
 $A_t = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2}$

$\emptyset_l$ : Diamètre max des armatures longitudinales.

**VI.1.4.5. Espacement des armatures transversales**

Selon le RPA, la valeur maximale de l'espacement  $S_t$  des armatures transversales est fixée comme suit :

→ Dans la zone nodale :  $S_t \leq \min(10\emptyset ; 15 \text{ cm}) = \min(12 ; 15 \text{ cm}) ; S_t = \mathbf{10 \text{ cm}}$ .

→ Dans la zone courante :  $S_t \leq \min(15\emptyset) = \min(15 \times 1,2) ; S_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$ .

$\emptyset$  : Le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suite  $\lambda_g = \frac{l_f}{a} ; l_f = 0.7l_0$

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

- ❖ Poteau de  $40 \times 40$  :  $\lambda_g = \frac{0.7 \times 414}{40} = 7.24$
  - ❖ Poteau de  $35 \times 35$  :  $\lambda_g = \frac{0.7 \times 306}{35} = 6.12$
  - ❖ Poteau de  $30 \times 30$  :  $\lambda_g = \frac{0.7 \times 306}{30} = 5.35$
  - ❖ Poteau de  $25 \times 25$  :  $\lambda_g = \frac{0.7 \times 162}{25} = 4.53 < 5$  donc  $\rho_a = 3.75$
- }  $> 5$  donc  $\rho_a = 2,5$

Tableau VI.1.6: Section minimale d'armatures transversales

Poteaux	V <sub>u</sub>	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>a</sub>	f <sub>e</sub>	A <sub>t</sub>		A <sub>t adp</sub>	
					zone nodale St=10	zone courante St = 15		
40x40	29,41	7.24	2,5	348	0,528	0,792	4 HA 8	2.01
35x35	25,03	6.12	2,5	348	0,450	0,674	4 HA 8	2.01
30x30	15,73	5.35	2,5	348	0,283	0,424	4 HA 8	2.01
25x25	6,13	4.53	3.75	348	0,165	0,248	4 HA 8	2.01

**VI.1.4.6. Vérification de la quantité d'armatures transversales**

Si λ<sub>g</sub> ≥ 5 → A<sub>t</sub><sup>min</sup> = 0.3% S<sub>t</sub> b<sub>1</sub>

Si λ<sub>g</sub> ≤ 3 → A<sub>t</sub><sup>min</sup> = 0.8% S<sub>t</sub> b<sub>1</sub>

Si 3 < λ<sub>g</sub> < 5 → interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec : b<sub>1</sub> : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ<sub>g</sub> : Elancement géométrique du poteau.

l<sub>f</sub> : Longueur de flambement du poteau.

l<sub>0</sub> : Longueur libre du poteau.

Tableau VI.1.7: Quantité minimale d'armatures transversales

Poteaux	A <sub>t</sub> <sup>min</sup>		A <sub>adp</sub>	Observation	
	zone nodale	zone courante		zone nodale	zone courante
40x40	1,2	1,8	2.01	Condition vérifiée	Condition vérifiée
35x35	1,05	1,575	2.01	Condition vérifiée	Condition vérifiée
30x30	0,9	1,35	2.01	Condition vérifiée	Condition vérifiée
25x25	0,75	1,125	2.01	Condition vérifiée	Condition vérifiée

Les armatures longitudinales (verticales) des poteaux seront encadrées avec des cadres et des étriers en losange de **HA8** de sections transversales (1 cadres et 1 losange (8Ø).)

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de 10Ø = 8cm.

**VI.1.4.7. Vérification au cisaillement : [Art A.5.1, 1 BAEL 91 modifiée 99] [Art 7.4.3.2 RPA 99/ version 2003] :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = \rho_b \times f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec : T<sub>u</sub><sup>max</sup>: Effort tranchant max à l'ELU.

τ<sub>u</sub> : Contrainte de cisaillement.

b : Largeur de la section étudiée.

d : Hauteur utile (d = h-c).

On a :  $f_{c28} = 25\text{MPa}$  et  $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$

Tableau VI.1.8: Vérification au cisaillement dans les poteaux

Zone	$T_u$ (KN)	b (cm)	d (cm)	$\lambda_g$	$\rho_b$	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Zone I (40x40)	29,41	40	38.5	7.24	0.075	0,19	1.875	Condition vérifiée
Zone II (35x35)	25,03	35	32.5	6.12	0.075	0.032	1.875	Condition vérifiée
Zone III (30x30)	15,73	30	28.5	5.35	0.075	0,22	1.875	Condition vérifiée
Zone IV (25x25)	6,13	25	22.5	4.53	0.04	0.024	1.875	Condition vérifiée

VI.1.5. Vérification à l'ELS

### VI.1.5.1. État limite d'ouverture des fissures

Aucune vérification à effectuer car la fissuration est non préjudiciable.

### VI.1.5.2. Vérification des contraintes

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

- Contrainte admissible de l'acier :  $\sigma_s = 384\text{ MPa}$
- Contrainte admissible du béton :  $\sigma_b = 15\text{ MPa}$

### VI.1.5.3. Condition de non fragilité

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_s > A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \left[ \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right] bd$$

Avec :  $A_{\min}$  : section minimale d'aciers tendus

$f_{t28}$  : résistance du béton à la traction à l'âge de 28 jours

$f_e$  : contrainte limite élastique des aciers

$e_s$  : excentricité de l'effort normal à l'ELS

d : hauteur utile

$A_s$  : la section d'armature longitudinale adopté.

Tableau VI.1.9: Vérification de la condition de non fragilité

Section	Effort normal $N_s$ « KN »	Moment $M_s$ « KN.m »	$e_s$ « m »	$A_{\min}$	$A_{\text{adopté}}$ ( $\text{cm}^2$ )	Observation
Zone I 40x45	-470,06	0,004	-0,00001	4,51	14,19	Condition Vérifiée
	-116,9	0,236	-0,0020	4,44		
	-213,8	9,942	-0,0465	3,43		

Zone II 35x40	-288,11	-0,117	0,0004	3,34	12,31	Condition Vérifiée
	-57,7	0,189	-0,0033	3,22		
	-184,46	4,562	-0,0247	2,74		
Zone III 30x35	-146,63	-0,025	0,0002	2,50	9,05	Condition Vérifiée
	-12,61	-0,083	0,0066	2,71		
	-39,13	4,089	-0,1045	1,50		
Zone IV 30x35	-25,83	0,65	-0,0252	1,26	9,05	Condition Vérifiée
	-13,57	-1,949	0,1436	0,28		
	-20,09	-3,943	0,1963	0,41		

#### VI.1.5.4. Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91 modifier 99)

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

Remarque :

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

Tableau VI.1.10: Vérification dans le sens longitudinal

Zone	Sollicitations	N <sub>s</sub> (KN)	M <sub>s</sub> (KN.m)	σ <sub>béton</sub> sup (MPa)	σ <sub>béton</sub> inf (MPa)	σ <sub>béton</sub> adm (MPa)	σ <sub>acier</sub> sup (MPa)	σ <sub>acier</sub> inf (MPa)	σ <sub>acier</sub> adm (MPa)	Obs
Zone I 40x40	N <sub>max</sub> → M <sub>corr</sub>	-470,06	0,004	2,59	2,59	15	38,8	38,8	348	Condition n vérifiée
	N <sub>min</sub> → M <sub>corr</sub>	-116,9	0,236	0,66	0,63	15	9,88	9,43	348	
	N <sub>corr</sub> → M <sub>max</sub>	-213,8	9,942	1,88	0,48	15	27,1	8,19	348	
Zone II 35x45	N <sub>max</sub> → M <sub>corr</sub>	-288,11	-0,117	2,06	2,03	15	30,8	30,5	348	Condition n vérifiée
	N <sub>min</sub> → M <sub>corr</sub>	-57,7	0,189	0,43	0,39	15	6,4	5,88	348	
	N <sub>corr</sub> → M <sub>max</sub>	-184,46	4,562	1,78	0,84	15	25,9	13,4	348	
Zone III 30x30	N <sub>max</sub> → M <sub>corr</sub>	-146,63	-0,025	1,42	1,41	15	21,3	21,2	348	Condition n vérifiée
	N <sub>min</sub> → M <sub>corr</sub>	-12,61	-0,083	0,14	0,11	15	2,01	1,65	348	
	N <sub>corr</sub> → M <sub>max</sub>	-39,13	4,089	1,13	0	15	15,3	0	348	
Zone IV 25x25	N <sub>max</sub> → M <sub>corr</sub>	-25,83	0,65	0,51	0,17	15	7,25	2,94	348	Condition n vérifiée
	N <sub>min</sub> → M <sub>corr</sub>	-13,57	-1,949	0,79	0	15	10	0	348	
	N <sub>corr</sub> → M <sub>max</sub>	-20,09	-3,943	1,55	0	15	19,1	0	348	

Conclusion :

Les conditions à l'ELS sont vérifiées donc on opte le ferrailage calculé à l'ELU.

Tableau VI.1.11: Résultats de ferrailage des poteaux

Niveaux	Section	Ferrailage
RDC ; 1 <sup>er</sup>	(40x40)	4HA16+HA14
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	(35x35)	8HA14
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	(30x30)	8HA12
Toiture	(25x25)	8HA12

## VI.2. Ferrailage des poutres

Les poutres en béton armé, sont des éléments structurels non exposés aux intempéries, sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Leur calcul se fera en flexion simple en considérant la fissuration comme étant peu nuisible, et leur ferrailage se fera en fonction des efforts calculés par ébats qui résultent des combinaisons de charges les plus défavorables, décrites par le **RPA 99 version 2003** et le **B.A.E.L 91/99** :

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \text{ à l'ELU} \\ G + Q \text{ à l'ELS} \end{cases} \longrightarrow \text{BAEL 91}$$

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases} \longrightarrow \text{RPA 99/Version 2003}$$

### VI.2.1. Recommandations du RPA99/ version 2003

#### VI.2.1.1. Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003)

Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section.

- Poutres principales : **(25 x 35)** :  $A_{\min} = 0,005 \times 25 \times 35 = 4,375 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : **(25 x 30)** :  $A_{\min} = 0,005 \times 25 \times 30 = 3,75 \text{ cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- **4 %** en zone courante.
- **6 %** en zone de recouvrement.

- Poutres principales **(25 x 35)** :  $A_{\max} = 0,04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2$   
 $A_{\max} = 0,06 \times 25 \times 35 = 52,50 \text{ cm}^2$

- Poutres secondaire **(25 x 30)** :  $A_{\max} = 0,04 \times 25 \times 30 = 30 \text{ cm}^2$   
 $A_{\max} = 0,06 \times 25 \times 30 = 45 \text{ cm}^2$

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de : **40Ø** en zone IIa.

#### VI.2.1.2. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003)

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

➤ L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi\right) \text{ en zone nodale ; si les armatures comprimées sont nécessaires.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} ; \text{ En dehors de la zone nodale.}$$

Avec :  $\Phi$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

➤ Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### VI.2.2. Calcul des armatures longitudinales

Les poutres sont ferraillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

Soit :

$A_{st}$  : Section d'acier inférieure tendue,

$A_{sc}$  : Section d'acier supérieure la plus comprimée,

$M_u$  : Moment de flexion,

$h$  : Hauteur de la section du béton,

$b$  : Largeur de la section du béton,

$d$  : Hauteur utile  $d=h-c$ ,

$c$  ;  $c'$  : Distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

#### VI.2.2.1. Calcul du moment réduit

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}}$$

On a deux cas :

**1<sup>er</sup> cas : Section simplement armée :  $A_c = 0$**

Si  $\mu < \mu_1 = 0.392$  la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

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

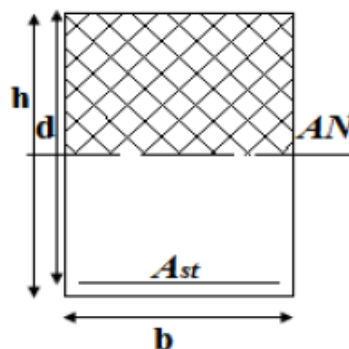


Figure VI.2.1 : Section simplement armée

**2<sup>ème</sup> cas : Section doublement armée :  $A_c \neq 0$**

Si  $\mu > \mu_1 = 0.392$  les sections d'acier nécessaires seront données par les formules suivant :

$$A_{st} = \frac{M_e}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c) \times \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

Avec :  $M_e = \mu_e \times b \times d^2 \times f_{bu}$

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

$$\Delta M = M_u - M_e$$

$M_u$  : Moment sollicitant.

$M_e$  : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

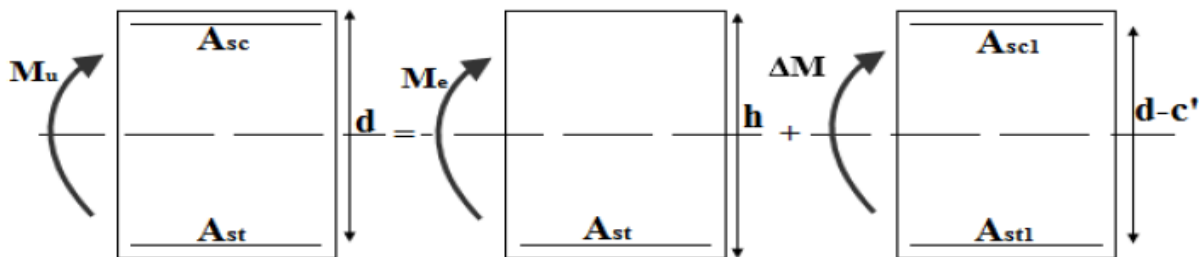


Figure VI.2.2 : Section doublement armée

**VI.2.2.2. Les efforts internes**

Les valeurs extrêmes globales des efforts sont résumées dans les tableaux ci-dessous, selon les différentes combinaisons.

Tableau VI.2.1 : Les efforts internes dans les poutres.

	Position	Combinaison	M(KN.m)
Poutre Principale	Travée	ELU	43,394
	Appuis	G+Q+EY	56,904
Poutre Secondaire	Travée	ELU	17,268
	Appuis	G+Q+EX	17,977

**VI.2.2.3. Ferrillage des poutres**

Tableau VI.2.2 : Ferrillage des poutres à l'ELU

	Localisation	Moments (KN.m)	$\mu$	Obs	$\beta$	$A_{cal}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{min}$ [cm <sup>2</sup> ]	Ferrillage	$A_{ad}$ [cm <sup>2</sup> ]
Poutre Principale	Travée	43,394	0,116	SSA	0,938	4,090	2,1875	3 HA12+ 3 HA12	6,78
	Appuis	56,904	0,152	SSA	0,917	5,487	2,1875	3 HA12+ 3 HA12	6,78
Poutre Secondaire	Travée	17,268	0,046	SSA	0,976	1,564	2,1875	3HA12	3,39
	Appuis	17,977	0,048	SSA	0,975	1,630	2,1875	3HA12	3,39

**VI.2.3. Vérification à l'ELU**

**VI.2.3.1. Vérification de la condition de non fragilité : [Art B.6.4 BAEL 91 modifiée 99].**

$$A_s \geq A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \dots\dots\dots \text{Art A.4.2 /BAEL91.}$$

Avec :  $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$

- **Poutres principales de (25x35) :**

$$A_{min} = 0.23 \times 25 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 0.996 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :  $A_{Adopte} = 6.88 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.996 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$  Condition vérifiée.

En travées :  $A_{Adopte} = 6.88 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.996 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$  Condition vérifiée.

- **Poutres secondaires de (25x30) :**

$$A_{min} = 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :  $A_{Adopte} = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,845 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$  Condition vérifiée.

En travées :  $A_{Adopte} = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,845 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$  Condition vérifiée.

**VI.2.3.2. Vérification aux cisaillements : [Art A.5.1,1 BAEL 91 modifiée 99].**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} < \bar{\tau}_u$$

Avec :  $T_u^{max}$ : Effort tranchant max à l'ELU.

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right) = \min \left( 0.2 \frac{2.1}{1.5}; 4 \text{MPa} \right) = 3.33 \text{MPa} \text{ (Fissuration peu nuisible).}$$

**Poutres principales :**  $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{57,36 \times 10^3}{250 \times 320} = 0.717 \text{ MPa} < 3.33 \text{MPa.}$

**Poutres secondaires :**  $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{14.61 \times 10^3}{250 \times 320} = 0.182 \text{ MPa} < 3.33 \text{MPa.}$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots$  Condition vérifiée pour toutes les poutres.

**VI.2.3.3. Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis : [Art A.5.1,32/BEAL91]**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.4 \frac{0.9 b d f_{c28}}{\gamma_b}$$

- **Poutres principales (25x35) :**

$$T_u = 57.36 \text{KN} \leq \bar{T}_u = 0.4 \frac{0.9 \times 0.25 \times 0.33 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 495 \text{KN}$$

- **Poutres secondaires (25x30) :**

$$T_u = 14.61 \text{KN} \leq \bar{T}_u = 0.4 \frac{0.9 \times 0.25 \times 0.28 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 420 \text{KN}$$

$T_u \leq \bar{T}_u \dots\dots\dots$  Condition vérifiée pour toutes les poutres.

**VI.2.3.4. Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres : [Art 6.1, 3BAEL91 modifiée99].**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

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

Avec :  $\sum U_i = n\pi\phi$  (Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres).

- **Poutres principales (25x35) :**

$$3HA12 + 3HA12 \rightarrow \sum U_i = 6 \times 3.14 \times 12 = 226.08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{57.36 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 226.08} = 0.858 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}$$

- **Poutres secondaires (25x30) :**

$$3HA12 + 3HA12 \rightarrow \sum U_i = 6 \times 3.14 \times 12 = 226.08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{14.61 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 226.08} = 0.256 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$  ..... Condition vérifiée pour toutes les poutres.

**VI.2.3.5. Ancrage des barres : [art A.6.1, 221 /BAEL 91]**

$$\text{Longueur de scellement : } l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

Avec :  $\tau_{su} = 0.6\Psi_s^2 f_{t28} = 0.6(1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$

$$\text{Pour les } \phi_{12} : l_s = \frac{120 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm.}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à : **0.4l<sub>s</sub>** pour les aciers HA.

$$\text{Pour les } \phi_{12} : l_a = 0.4 \times 42.32 = 16.92 \text{ cm.}$$

**Armatures transversales :**

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10} \right\} \rightarrow \phi \leq \min \{1,14 ; 1,2 ; 3\} \text{ cm.}$$

Les armatures transversales seront réalisées par : 1cadre + 1étrier de HA8.

$$\text{Soit : } A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

**VI.2.3.6. Espacement des barres : [Article 7.5.2.2 RPA 99]**

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\}$$

Poutre principale (25x35) : S<sub>t</sub> = 8 cm.

Poutre secondaire (25x35) : S<sub>t</sub> = 8 cm

$$\text{En zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2}$$

Poutre principale (25x35) : S<sub>t</sub> = 15 cm.

Poutre secondaire (25x35) : S<sub>t</sub> = 15 cm.

**VI.2.3.7. Délimitation de la zone Nodale et Courante :**

**Zone Nodale : L' = 2x h**

Avec : h : hauteur de la poutre.

On aura :

$L' = 2 \times 35 = 70$  cm. Poutres principales de (25 X 35)

$L' = 2 \times 35 = 70$  cm. Poutres secondaires de (25 X 35)

□

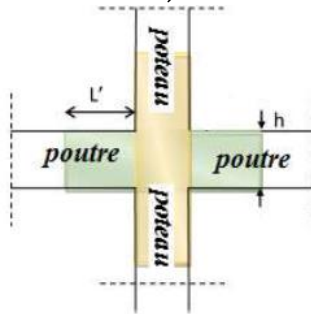
**Zone Courante :**

$L_{\text{Courante}} = L_{\text{nue d'appui}} - 2L'$

Le cadre d'armatures transversales doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

Selon le RPA 99 la section d'armature transversale doit vérifier :

$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_{t\text{min}} = 0,003 \times S \times b = 1,35 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.



**Figure V. 2.3 : Zone Nodale**

**VI.2.4. Vérification à L'ELS**

**VI.2.4.1. Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration étant considérée peu nuisible, alors la vérification de l'état limite des fissures n'est pas nécessaire.

**VI.2.4.2. Vérification de la contrainte dans le béton**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Avec :  $K = \frac{1}{K_1}$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \leq \overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

$A_s$ : Section d'armatures adoptée à l'ELU ;

$\sigma_s$  : Contrainte dans les aciers.

On calcul  $\rho = \frac{100A_s}{bd}$  tableau  $\beta_1$  et  $K_1$ .

Tableau VI.2.3 : Les vérifications de la contrainte dans le béton

	Localisation	$M_s^{max}$ [KN.m]	$A_{adop}$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho_1$	$\beta_1$	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$k_1$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
Poutre Principale	Travée	13,37	6,78	0,834	0,87	69,743	348	23,46	2,97	15	Condition vérifiée
	Appuis	21,77	6,78	0,834	0,87	113,560	348	23,46	4,84	15	Condition vérifiée
Poutre Secondaire	Travée	3,45	3,39	0,417	0,901	34,755	348	35,5	0,98	15	Condition vérifiée
	Appuis	5,295	3,39	0,417	0,901	53,341	348	35,5	1,50	15	Condition vérifiée

**Conclusion**

Le ferrailage des poutres est récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau VI.2.4 : Récapitulatif de ferrailage des poutres principales et secondaire

	Armatures longitudinales		Armatures transversales	
	En travée	Aux appuis	Zone courante	Zone nodale
Poutres principales	3HA12+3HA12	3HA12+3HA12	Cadre + étrier T8	Cadre + étrier T8
Poutres secondaires	3HA2	3HA12	Cadre + étrier T8	Cadre + étrier T8

**VI.3. Ferrailage des Voiles**

Le RPA/99/version 2003 (Article.3.4. A. 1. a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité)

Le voile est d'élément structural de contreventement, le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Sous l'action des forces horizontales ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

**Les sollicitations engendrées dans le voile sont :**

- ✓ Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- ✓ Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

**Les voiles sont ferrillés en trois types d'armatures :**

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures de montages

Les combinaisons d'actions sismiques et celle due aux charges verticales à prendre sont données ci- dessous :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ à L'ELU} \\ G + Q \text{ à L'ELS} \end{array} \right\} \text{BAEL 91}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0,8G \mp E \end{array} \right\} \text{RPA 99/Version 2003}$$

**VI.3.1 Exposé de la méthode de calcul :**

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (SEC)
- Section partiellement comprimé (SPC)
- Section entièrement tendue (SET)

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en 3 zones :

Pour le ferraillage, on définit 4 zones

- **Zone I** : de RDC ,1<sup>ère</sup> Etage,
- **Zone II** : de 2<sup>ème</sup> Etage au 3<sup>ème</sup> Etage
- **Zone III** : de 4<sup>ème</sup> Etage, 5<sup>ème</sup> Etage.

**Exposé de la méthode**

La méthode à utiliser pour le ferraillage des voiles est la méthode de **RDM**. Elle consiste déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables(N) et (M).

**a- Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I}$$

Avec :

**B** : section du béton.

**I** : moment d'inertie du voile.

**V** et **V'** : bras de levier  $\Rightarrow V = V' = L_{voile}/2$

Avec : **B= L.e**

**B** : section de béton

**L** : Longueur du voile.

$e$  : Epaisseur du voile

$$V = V' = \frac{L}{2}$$

$V, V'$  : distance entre axe neutre et fibre tendue ou comprimée

$I$  : Moment d'inertie du voile

$M$  : Moment dans le voile

$N$  : Effort normal dans le voile

$$L_t = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\min} - \sigma_{\max}} \times L_{\text{voile}}$$

$L_t$  : Longueur de la zone tendue.

**b- Calcul des efforts normaux :**

$$N_T = \frac{L_t \times \sigma_{\max} \times e_{\text{voile}}}{2}$$

### Armatures verticales

$$A_{v1} = \frac{N_t}{\sigma_s}$$

**Autres verticales minimales :**

Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.

### Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10  $\Phi$**  et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

$$A_h \geq \frac{A_v}{4}$$

### **VI.3.2 Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3):**

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile  $A_v$  et  $A_h \geq 0.15\% B$
- Zone courante :  $A_v$  et  $A_h \geq 0.10\% B$

### ❖ Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

- **Armature pour les potelets**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$  ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- **Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{1,5e, 30\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Avec : e = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

- **Longueur de recouvrement :**

- 40 $\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20 $\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre maximal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\phi_{\max} = \frac{e}{10} = 25\text{mm}$$

### ❖ Armatures horizontales : (Art 7.7.4.2 / RPA99 version 2003)

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10  $\emptyset$  et disposée de manière à ce qu'elle serve de cadres aux armatures verticales.

#### Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3/ RPA 99/2003)

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :
- La section de ces armatures est :
 

$A_H \geq 0, 15\% B$	<b>Globalement dans la section du voile</b>	}	<b>Art 7.7.4.3 RPA9.</b>
$A_H \geq 0, 10\% B$	<b>En zone courante</b>		

**VI.3.3 Vérification des contraintes de cisaillement (Art 7.7.2 RPA):**

La contrainte de cisaillement dans le béton  $\tau_b$  doit être inférieure à la contrainte admissible

$$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5\text{Mpa.}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \text{ Avec } V = 1.4 \cdot V_{u,calcul}.$$

$b_0$  : Epaisseur du linteau ou du voile

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0.9 h$ )

$h$  : Hauteur totale de la section brute

D'après le BAEL (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiées) :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{max.ELU}}{bd} < \bar{\tau}_u$$

Fissuration préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} = 3,26\text{MPa}$

Avec :  $\bar{\tau}_u$ : contrainte de cisaillement admissible

**VI.3.4 Vérification à L'ELS :**

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression est inférieure à 15 Mpa.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A}$$

**Exemples de calculs :**

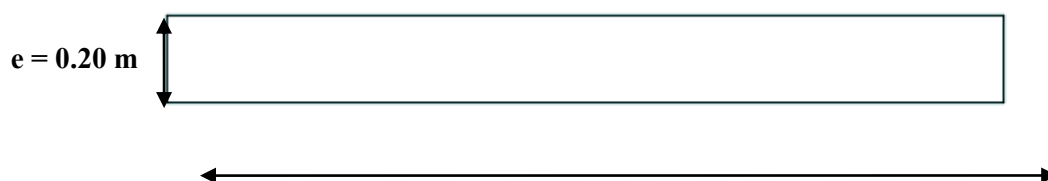
**1- Caractéristiques géométriques :**

**Zone I:**

$$L = 1,2 \text{ m}, \quad e = 0,20 \text{ m}, \quad B = 0,24 \text{ m}^2, \quad I = 0,0288 \text{ m}^4$$

$L = 1,2 \text{ m}$	$B = 0,24 \text{ m}^2$	$I = \text{m}^4$
---------------------	------------------------	------------------

$$V = \dot{V} = \frac{L}{2} = 0,60 \text{ m.}$$



Figures VI.3.2 : Coupe du voile longitudinale.

**2- Sollicitation de calcul :**

$$N_{\max} = 34,98 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad M_{\text{corr}} = 43,418 \text{ KN.m} \quad \longrightarrow \quad T_{\text{corr}} = 66,51 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} = \frac{34,98}{0,24} + \frac{43,41 \times 0,6}{0,0288} = 758,79 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I} = \frac{34,98}{0,24} - \frac{43,41 \times 0,6}{0,0288} = -1050,29 \text{ KN/m}^2$$

**3. Calcul de  $L_t$  :**

$$L_t = \frac{L \times \sigma_{\min}}{\sigma_{\min} - \sigma_{\max}} = \frac{1,2 \times -1050,29}{-1050,29 - 758,75} = 0,70 \text{ m}$$

**4- Détermination des efforts normaux :**

$$N_t = \frac{L_t \times \sigma_{\max} \times e_{\text{voile}}}{2} = \frac{0,70 \times 758,79 \times 0,20}{2} = 52,86 \text{ KN}$$

**5-Calcul des armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_t}{\sigma_s} = \frac{52,86}{34,8} = 1,51 \text{ cm}^2$$

$$A_{ji} = 1,1 \frac{1,4 \times V_u}{\sigma_s} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 66,51}{34,8} = 1,71 \text{ cm}^2$$

$$A_v = A_{v1} + A_{ji} = 1,51 + 1,71 = 3,23 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{f_{t28} \times B}{f_e}; 0,2\%B\right)$$

$$= \max\left(\frac{2,1 \times 120 \times 20}{400}; 0,002 \times 120 \times 20\right)$$

$$A_{\min/ml} \geq \max(12,6; 4,8) = 12,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{v/ml} = \max\left(\frac{A_v}{2}; \frac{A_{\min}}{2}\right) = \max(1,61; 6,3) = 6,3 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

**Tableau VI.3.6 : Ferraillage adopté pour le voile longitudinal .**

	$A_{adp}$	$A_{v adp}$	Espacement
Ferraillage adoptée	5 HA 10	10,77	$S_t = 25 \text{ cm}$

**6-Calcul des armatures horizontales :**

Selon le **BAEL** :  $A_h \geq \frac{A_v}{4} = \frac{10,77}{4} = 2,70 \text{ cm}^2$

Soit : 5HA10= 3,93 cm<sup>2</sup>/ml avec :  $S_t = 20 \text{ cm}$

**8-Vérification à l'ELS :**

**a- Espacement des barres :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$S_t \leq \min \{1.5 e; 30\text{cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30\text{cm}$

$S_t = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée.**

$S_h = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée.**

**b- Contrainte du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{t \max}}{B + 15 \times A_{v adp}} = \frac{52,86}{0,24 + 15 \times 10,77} = 0,326 \text{ MPA}$$

$\sigma_{bc} = 5,21 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée.**

**c- Vérification au cisaillement :**

➤ **D'après RPA99modifiées 2003 (Art A.7.7.2) :**

$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times V_u}{L \times e \times 0.9} = \frac{1.4 \times 66,51}{1,2 \times 0,20 \times 0,9 \times 10^3} = 0.431 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0,431 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots$  **condition vérifiée.**

➤ **D'après BAEL91modifiées 99 (Art A.5.1.21) :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{L \times e \times 0.9} = \frac{66,51}{1,2 \times 0,20 \times 0,9 \times 10^3} = 0,307 \text{ MPa}$$

Pour la fissuration préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma b}\right); 4 \text{ MPa}$

$$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,307 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée.**

**Remarque :**

$$A_v \text{ calculé} / \text{ml} = \max (A_{\min} / l_{\text{voile}} ; A_s / l_{\text{comprimé}})$$

Tableaux VI.3.2 : Voiles 2,05m sens longitudinal

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales						Armatures horizontales		Armatures transversales	Espacement		Vérification des constructions								
	N	M		COMB	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	Lt	Nt	Ac	A <sub>v</sub>	Ac	Ac/2	A <sub>min</sub>	Av	As/ml	Aadp/face	Ava dp	Ah cm <sup>2</sup>	At/ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$		
																						rb	Observation	$\tau_u$	Observation	obc	Observation	
Zone I	-885,84	4,838	0,28	ELU	-2126,05	-2195,12	0	0	0	0,01	0,01	0,01	10,76	5,25	10,53	7 HA 14	10,77	5 HA 10	3,92	4 ep HA 8	10	15	0,59	Condition vérifiée	0,42	Condition vérifiée	5,47	Condition vérifiée
	-245,21	22,042	19,67	08GMEY	-440,72	-755,43	0	0	0	0,87	0,87	0,44	10,76	5,25														
	-613,49	652,33	154,28	GQEX	3160,59	-6153,22	1,35	856,10	24,60	3,92	28,52	14,26	10,76	10,53														
Zone II	-664,09	8,11	1,43	ELU	-1561,84	-1677,63	0	0	0	0,06	0,06	0,03	10,76	5,25	5,25	7 HA 12	7,92	5 HA 10	3,92	4 ep HA 8	10	15	0,43	Condition vérifiée	0,30	Condition vérifiée	5,57	Condition vérifiée
	162,18	16,672	11,19	08GMEY	276,54	514,58	0	0	0	0,50	0,50	0,25	10,76	5,25														
	-473,93	292,132	112,16	GQEX	929,57	-3241,42	1,59	296,18	8,51	3,86	12,37	6,18	10,76	5,25														
Zone III	383,92	4,544	3,09	ELU	-903,95	-968,83	0	0	0	0,14	0,14	0,07	10,76	5,25	5,25	7 HA 12	7,92	5 HA 10	3,92	4 ep HA 8	10	15	0,25	Condition vérifiée	0,18	Condition vérifiée	3,22	Condition vérifiée
	-44,18	3,627	2,17	08GMEY	-81,86	-133,65	0	0	0	0,10	0,10	0,05	10,76	5,25														
	-246,48	128,389	66,11	GQEX	315,38	-1517,72	1,70	107,06	3,08	2,42	5,50	2,75	10,76	5,25														

Tableaux VI.3.3 : Voiles 1,2m sens transversal

	Sollicitation de calcul						Armatures verticales										horizontales	Armatures transversales	Espacement		Vérification des constructions							
	N	M	Vu	COM B	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	Lt	Nt	Ac	A <sub>vj</sub>	Ac	Av /2	Am in	Av	As / ml	Aadp	Ava dp	Ah cm <sup>2</sup>	At / ml	nod ale	Cour ante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$		
																						rb	Observation	$\tau_u$	Observation	$\sigma_{bc}$	Observation	
Zone I	-447,14	15,669	8,17	ELU	-1536,65	25,681	0	0	0	0,36	0,36	0,18	6,3	5,25	7,95	7 HA 14	10,77	5 HA 10	3,92	4 ep HA 8	10	15	0,501	Condition vérifiée	0,358	Condition vérifiée	2,764	Condition vérifiée
	-34,98	43,418	66,51	08GMEY	758,79	-1050,29	0,70	52,86	1,52	1,71	3,23	1,61	6,3	5,25														
	-216,4	261,174	77,29	GQEY	4539,46	-6342,79	0,70	317,50	9,12	1,99	11,12	5,56	6,3	7,95														
Zone II	-330,65	1,745	0,63	ELU	-1341,35	-1414,06	0	0	0	0,03	0,03	0,01	6,3	5,25	5,25	7 HA 12	7,92	5 HA 10	3,92	4 ep HA 8	10	15	0,330	Condition vérifiée	0,236	Condition vérifiée	2,778	Condition vérifiée
	-11,28	56,596	28,9	08GMEY	1132,08	-1226,08	0,62	70,63	2,03	0,66	2,69	1,35	6,3	5,25														
	-202,63	90,878	50,98	08GMEY	1049,00	-2737,58	0,87	91,01	2,62	1,63	4,25	2,12	6,3	5,25														

Zone III	-134,29	15,48	-195,46
	66,535	32,56	25,281
	26,11	6,95	26,47
08GME Y	08GME Y	GQEY	
826,60	742,83	-287,73	
-1945,69	-613,83	-1341,10	
0,84	0,54	0	
69,62	40,33	0	
2,00	1,16	0	
0,81	0,14	1,17	
2,81	1,30	1,17	
1,41	0,65	0,59	
6,3	6,3	6,3	
5,25	5,25	5,25	
5,25			
7 HA 12			
7,92			
5 HA 10			
3,92			
4 ep HA 8			
10			
15			
0,169			
Condition vérifiée			
0,121			
Condition vérifiée			
1,642			
Condition vérifiée			

**CHAPITRE VII : PRÉSENTATION DE  
L'OUVRAGE**

## VII. Etude de l'infrastructure

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- **Un effort normal** : charges et surcharges verticales centrées.
- **Une force horizontale** : résultante de l'action sismique.
- **Un moment** qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations en :

- **Fondations superficielles** : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante.

Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

- **Fondations profondes** : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

### VII.1. Étude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

En l'absence d'un rapport détaillé, on considère que :

- La contrainte admissible du sol est  $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$ .
- Pas de nappe.

### VII.2. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend du type de la superstructure ainsi que les caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la superstructure.
- L'économie.

D'après le rapport du sol, il est recommandé d'ancrer la fondation de type superficielle (filante ou radier) à partir de 4 m de profondeur par rapport à la cote du terrain naturel et de prendre une

contrainte admissible  $\sigma_{sol} = 2bars$ .

#### VII.2.1. Les combinaisons de charges

Les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes

- $G + Q \pm E$

- $0.8 G \pm E$
- $G+Q$

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :  $N$  : Poids total de l'ouvrage en fonctionnement.

$S$  : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$  : La capacité portante du sol.

Pour connaître le type de fondations qui convient à notre structure, on procède à la vérification des semelles isolées puis des semelles filantes. Si ces deux types de semelles ne conviennent pas ; on passe au radier général.

### VII.2.2. Semelles isolées sous poteaux

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{s \max}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol.

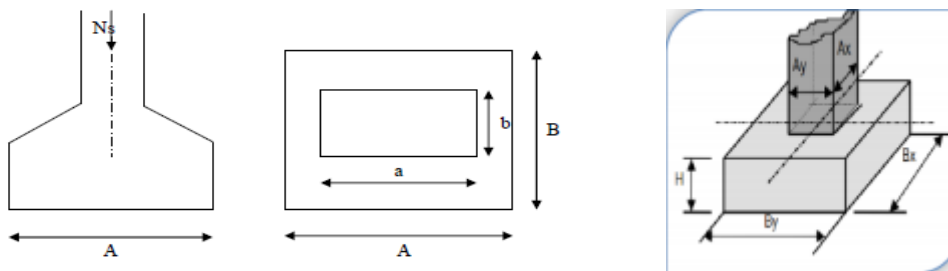


Figure.VII.1 : Semelle isolée sous poteau

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

**Homothétie des dimensions :**

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \rightarrow \frac{40}{40} = 1.$$

$$D'ou: \quad B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

**Exemple de calcul :**

On a choisi deux poteaux de section (40×40) dans la structure où la distance entre eux est de 3.4 m dans le sens (x-x)

$$N_{ser} = 568,83 \text{ KN.}$$

$$\sigma_{sol} = 0.20 \text{ MPa.}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{568,83}{200}} = 1,68 \text{ m}$$

Donc :  $B = A = 1,70 \text{ m}$

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

### VII.2.2.3. Semelles filantes

#### ✚ Semelles filantes sous voiles :

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique de 4 poteaux.

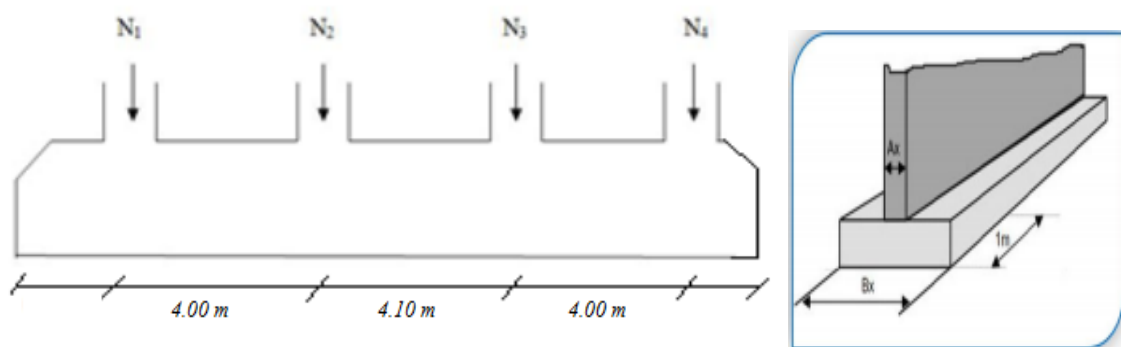


Figure.VII.2 : Semelle filante sous voile

$$B = \frac{N_s}{\sigma_{sol \times l}}$$

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol}$$

$$\frac{N_s}{B \times L} \leq \sigma_{sol}$$

Avec : B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

$\sigma_{SOL}$  : Contrainte admissible du sol.

Tableau.VII.1 : Surface des semelles filantes sous voiles

	Voiles	Longueur	Ns max (KN)	Largeur B(m)	S= L×B (m2)	Nombres	S totale (m <sup>2</sup> )
Voiles transversal	V1	1,20	375,45	1,56	1,88	4	7,51
Voiles longitudinal	V2	2,05	568,83	1,39	2,84	2	5,69
							13.20

La surface totale des semelles filantes sous voiles  $S_t = 13.20 \text{ m}^2$ .

### ✚ Semelles filantes sous poteaux

#### a) 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 tel que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

#### b) Etape de calcul

- Détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_i$ .
- Détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$e \leq \frac{L}{6} \rightarrow$  Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6} \rightarrow$  Répartition triangulaire.

Avec L : longueur du bâtiment.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$\text{et } q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right)$$

- Détermination de largeur B de la semelle :  $B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}}$

## c) Exemple de calcul

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux : fil de poteaux le plus sollicité.

Donc on fera le calcul sur le portique transversal. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau.VII.2 : Surface des semelles filantes sous poteaux**

Poteaux	N <sub>s</sub> (KN)	M <sub>s</sub> (KN/m)	e <sub>i</sub> (m)	N <sub>s</sub> . e <sub>i</sub> (KN.m)
5	187,52	1,427	-4,325	-811,024
8	388,06	2,043	-1,025	-397,762
11	470,06	-0,14	1,025	481,812
1	251,83	-0,688	4,325	1089,165
<b>Total</b>	1297,47	2,642	/	362,191

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{362,191 + 2,642}{1297,47} = 0,28 \text{ m}$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 0,28 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = \frac{8,65}{6} = 1,44 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{1297,47}{8,65} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,28}{8,65}\right) = 179,13 \text{ KN/m.}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{1297,47}{8,65} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,28}{8,65}\right) = 120,86 \text{ KN/m.}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{1297,47}{8,65} \left(1 + \frac{3 \cdot 0,28}{8,65}\right) = 135,43 \text{ KN/m.}$$

## d) Détermination de la largeur de la semelle

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{135,43}{200} = 0,67 \text{ m.}$$

On prend B = 1 m.

On aura donc, S<sub>p</sub> = (1 x 8,65 x 3) = 25,95 m<sup>2</sup>

$$S_v = 13,20 \text{ m}^2.$$

$$S_t = 25,95 + 13,20 = 39,15 \text{ m}^2.$$

La surface totale du bâtiment est : 8,65 x 6,7 = 57,95 m<sup>2</sup>

$$\frac{39,15}{57,95} = 67,55 \%$$

### Conclusion

Les semelles occupent plus de 50% du sol d'assise, la solution des semelles filantes est à écarter et on adopte un radier général comme fondation pour notre bâtiment

### VII.3. Etude du radier

Le radier général sera d'assise à la construction il correspond au plancher bas du bâtiment pour pouvoir retenir ce mode de fondation il faut tout fois que la construction ne supporte pas de charges d'exploitation présentant d'importantes dissymétrie.

Lorsque la condition précédente est réalisée le radier fonctionne comme un plancher renverser.

#### VII.3.1. Prédimensionnement du radier

##### a. Condition d'épaisseur minimale

La hauteur du radier dit avoir au minimum 25cm ( $h_{\min} \geq 25\text{cm}$ )

##### b. Condition forfaitaire

La nervure du radier doit satisfaire la condition suivante

$$h_n > \frac{L_{\max}}{10} = \frac{340}{10} = 34 \text{ cm}$$

On opte pour  $h_n = 40\text{cm}$

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{340}{20} = 17 \text{ cm}$$

On opte pour  $h_d = 30 \text{ cm}$

##### c. Condition de rigidité (condition de la longueur d'élasticité)

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{\max}$$

Le radier est rigide s'il vérifie  $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e$

$$\text{On aura donc : } h_n \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \frac{3K}{E}}$$

Avec :

$K=40\text{MPa}$  module de raideur du sol pour un sol moyen

$L_{\max} = 3,40 \text{ m}$ , la plus grande distance entre deux poteaux

$L_e$  : Longueur élastique.

$E = 3700\sqrt[3]{f_c 28} = 10819 \text{ MPa}$  → Module de déformation longitudinal déferée.

$I = \frac{b \times h^3}{12}$ , inertie d'une bande de 1m de radier

$b$  : Largeur du radier  $0.4h \leq b \leq 0.7h$

### Calcul de b et h :

$$h_n \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3.14} 3,40\right)^4 \cdot \frac{3 \times 40}{10819}} = 0,62 \text{ m}$$

$$h_n = 70 \text{ cm}$$

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n$$

$$0.4(70) \leq b_n \leq 0.7(70)$$

$$28 \leq b_n \leq 49$$

$$b_n = 35 \text{ cm}$$

On opte pour  $b = 35 \text{ cm}$  comme largeur de la nervure

### Hauteur de la dalle flottante

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq H_{\text{dalle flottante}} \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$\frac{340}{50} \leq H_{\text{dalle flottante}} \leq \frac{340}{40}$$

$$6,80 \leq H_{\text{dalle flottante}} \leq 8,5$$

On opte pour une hauteur de 10 cm

### VII.3.2. Détermination de la surface nécessaire au radier

#### a. Chargement

Tableau.VII.3 : Chargement

Chargement	
Charge permanente de la structure	G = 4406,98 KN
Charge d'exploitation de la structure	Q = 967,34 KN

## b. Combinaison d'action

Tableau.VII.4 : Combinaison d'action

Combinaison d'actions	
ELU	ELS
$N_U = 1,35G + 1,5Q$ $N_U = 1,35 \times 4406,98 + 1,5 \times 967,34$ $N_U = 7400,433 \text{ KN}$	$N_S = G + Q$ $N_S = 4406,98 + 967,34$ $N_S = 5374,32 \text{ KN}$

## c. Calcul des surfaces

Tableau.VII.5 : Calcul des surfaces

la surface du radier	ELU	$S_{\text{ner}}^{\text{ELU}} \geq \frac{N_u}{1,33 \sigma_{\text{sol}}} = \frac{7400,433}{1,33 \times 200} = 27,82 \text{ m}^2$
	ELS	$S_{\text{ner}}^{\text{ELS}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{5374,32}{200} = 26,87 \text{ m}^2$
Surface adoptée	$S_{\text{rad}} = \max (S_{\text{ner}}^{\text{ELU}}, S_{\text{ner}}^{\text{ELS}}) = 27,82 \text{ m}^2$	
la surface du bâtiment	$S_{\text{bat}} = 8,65 \times 6,70$ $S_{\text{bat}} = 57,95 \text{ m}^2$	

**Conclusion**

$$S_{\text{bat}} = 57,95 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 27,82 \text{ m}^2,$$

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on doit ajouter au radier un débord minimale de largeur  $L_{\text{deb}}$ .

## Dimensionnement du débord

Tableau.VII.6 : Dimensionnement du débord

<b>Longueur de débord</b>	$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{70}{2}; 30\text{cm}\right) = 35 \text{ cm}$ $L_{deb} = 40 \text{ cm}$
<b>Surface de débord</b>	$S_{deb} = L_{deb}(L_x + L_y) \times 2 = 0,40(6,7 + 8,65) \times 2 = 12,28 \text{ m}^2$
<b>surface totale du radier</b>	$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 57,95 + 12,28 = 70,23 \text{ m}^2$

## d. Calcul des sollicitations à la base du radier

## • La charge permanente G

1. Poids du bâtiment :

$$G = 4406,98 \text{ KN}$$

2. Poids de la dalle :

$$P_{dalle} = S_{rad} \cdot h_d \cdot \rho_b$$

$$P_{dalle} = 70,23 \times 0,30 \times 25 = 526,72 \text{ KN}$$

3. Poids des nervures :

$$P_{nerv} = b_n (h_n - h_d) \rho_b \sum (L_x \cdot n + L_y \cdot m)$$

$$P_{nerv} = 0,35 \times (0,7 - 0,30) \times 25 \times (6,7 \times 4 + 8,65 \times 3) = 184,62 \text{ KN}$$

4. Poids de TVO :

$$P_{tvo} = (S_{rad} - S_{ner}) \cdot (h_n - h_d) \rho_{tvo}$$

$$S_{ner} = b_n \times \sum (L_x \cdot n + L_y \cdot m) = 0,35(6,7 \times 4 + 8,65 \times 3) = 18,46 \text{ m}^2.$$

$$P_{TVO} = (70,23 - 18,46) \times 0,4 \times 17 = 118,86 \text{ KN}$$

5. Poids de la dalle flottante :

$$P_{dalle \text{ flottante}} = S_{rad} \cdot e_{pdalle} \cdot \rho_b$$

$$e_{pdalle \text{ flottante}} = 10 \text{ cm.}$$

$$P_{dalle \text{ flottante}} = (70,23 - 18,46) \times 0,10 \times 25 = 43,70 \text{ KN}$$

6. Poids de radier :

$$\text{Poids de radier} = P_{dalle} + P_{nerv} + P_{tvo} + P_{dalle \text{ flottante}}$$

$$\text{Poids de radier} = 526,72 + 184,62 + 118,86 + 43,70 = 873,90 \text{ KN}$$

- **La charge d'exploitation Q**

Surcharge de bâtiment Q : 967,34 KN

Surcharge du radier :  $Q = 3,5 \times 70,33 = 246,16$  KN

- **Le poids total de la structure**

$G_T = G_{bat} + G_{rad} = 4406,98 + 873,90 = 5280,88$  KN

$Q_T = Q_{bat} + Q_{rad} = 967,34 + 246,16 = 1213,50$  KN

- **Les combinaisons d'action**

**A l'ELU :**

$$N_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 5280,88 + 1,5 \times 1213,50 = 8949,44 \text{ KN}$$

**A l'ELS:**

$$N_s = G + Q = 5280,88 + 1213,50 = 6494,38 \text{ KN}$$

**VII.4. Vérifications**

**VII.4.1. Vérification à la contrainte de cisaillement**

Tableau.VII.7 : Vérification à la contrainte de cisaillement

<b>Contrainte de cisaillement</b>	$T_U^{\max} = \frac{q_u L_{\max}}{2} = \frac{N_u b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{8949,44}{70,33} \times \frac{3,40}{2} = 216,32 \text{ KN}$ $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{216,32 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0,80 \text{ MPa}$
<b>Contrainte cisaillement admissible</b>	$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$
<b>Vérification de la contrainte de cisaillement</b>	$\tau_u = 0,80 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 2,5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Avec :  $b=100$  cm ;  $d=0,9h_d = 0,9 \times 30 = 27$ cm

## VII.4.2. Vérification de la stabilité du radier

- Sens longitudinal

Tableau.VII.8 : Vérification de la stabilité du radier au sens longitudinal

	Sens longitudinal	
Calcul du centre de gravité du radier	$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = \frac{(6,7 \times 8,65) \times \frac{8,65}{2}}{(6,7 \times 8,65)} = 4,33 \text{ m}$	
Moment d'inertie	$I_{yy} = \frac{6,7 \times 8,65^3}{12} = 361,36 \text{ m}^4$	
Moment a la base	$M = M_0 + T_0 \cdot h$ $M_x = 4411,512 + (305,12 \times 0,7)$ $= 4625,10 \text{ KN.m}$	
ELU	$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{8949,44}{70,33} + \frac{4625,10}{361,36} \times 4,33$ $\sigma_1 = 182,67 \text{ KN/m}^2$	
	$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{8949,44}{70,33} - \frac{4625,10}{361,36} \times 4,33$ $\sigma_2 = 71,83 \text{ KN/m}^2$	
	$\sigma_m = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 182,67 + 71,83}{4}$ $\sigma_m = 154,96 \text{ KN/m}^2$	
Vérifications	$\sigma_m = 154,96 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{KN} / \text{m}^2$ <p>Condition vérifiée</p>	
ELS	$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{6494,38}{70,33} + \frac{4625,10}{361,36} \times 4,33$ $\sigma_1 = 147,76 \text{ KN/m}^2$	
	$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{6494,38}{70,33} - \frac{4625,10}{361,36} \times 4,33$ $\sigma_2 = 36,92 \text{ KN/m}^2$	
	$\sigma_m = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 147,76 + 36,92}{4}$ $\sigma_m = 120,05 \text{ KN/m}^2$	
Vérifications	$\sigma_m = 120,05 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{KN} / \text{m}^2$ <p>Condition vérifiée.</p>	

- Sens transversal

Tableau.VII.9 : Vérification de la stabilité du radier au sens transversal

	Sens transversal	
Calcul du centre de gravité du radier	$Y_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = \frac{(6,7 \times 8,65) \times \frac{6,7}{2}}{(6,7 \times 8,65)} = 3,35 \text{ m}$	
Moment d'inertie	$I_{xx} = \frac{8,65 \times 6,70^3}{12} = 216,80 \text{ m}^4$	
Moment à la base	$M = M_0 + T_0 \cdot h$ $M_y = 4287,716 + (296,87 \times 0,7)$ $M_y = 4495,53 \text{ m}$	
ELU	$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{8949,44}{70,33} + \frac{4495,53}{216,80} \times 3,35$ $\sigma_1 = 196,71 \text{ KN/m}^2$	
	$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{8949,44}{70,33} - \frac{4495,53}{216,80} \times 3,35$ $\sigma_2 = 57,78 \text{ KN/m}^2$	
	$\sigma_m = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 196,71 + 57,78}{4}$ $\sigma_m = 161,98 \text{ KN/m}^2$	
Vérifications	$\sigma_m = 161,98 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$ <p>Condition vérifiée</p>	
ELS	$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{6494,38}{70,33} + \frac{4495,53}{216,80} \times 3,35$ $\sigma_1 = 161,81 \text{ KN/m}^2$	
	$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{6494,38}{70,33} - \frac{4495,53}{216,80} \times 3,35$ $\sigma_2 = 22,88 \text{ KN/m}^2$	
	$\sigma_m = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 161,81 + 22,88}{4}$ $\sigma_m = 121,66 \text{ KN/m}^2$	
Vérifications	$\sigma_m = 121,66 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$ <p>Condition vérifiée.</p>	

### VII.5. Ferrailage du radier

Pour le calcul du ferrailage on utilise les méthodes exposées dans le **BAEL 91 modifiées 99**.

Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie et appuyé sur les poteaux et les voiles.

Les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4cotés et chargées par la contrainte du sol.

Afin de simplifier le calcul on prend le panneau du radier le plus sollicité et nous généraliserons le ferrailage pour le reste des panneaux.

#### VII.5.1. Les contraintes prises en compte dans le calcul

Tableau.VII.10 : Les contraintes prises en compte dans le calcul

	Contrainte
ELU	$\sigma_m^{\max} = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) = \max(154,96 ; 161,98)$ $\sigma_m^{\max} = 161,98 \text{ KN/m}$
ELS	$\sigma_m^{\max} = \max(\sigma_s^1; \sigma_s^2) = \max(120,05 ; 17,16)$ $\sigma_m^{\max} = 120,05 \text{ KN/m}^2$

#### VII.5.2. Chargement de la dalle du radier

Tableau.VII.11 : Chargement de la dalle du radier

	Chargements
ELU	$q_u = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left( 161,98 - \frac{873,90}{70,33} \right) \times 1\text{m}$ $q_u = 149,55 \text{ KN/ml}$
ELS	$q_s = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left( 120,05 - \frac{873,90}{70,33} \right) \times 1\text{m}$ $q_s = 107,62 \text{ KN/ml}$

#### VII.5.3. Sollicitation

##### Les moments isostatiques

On prend une bande de 1m de largeur aux milieux de chaque portée

Avec :  $M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$  et  $M_y = \mu_y \times M_x$ .

Tableau.VII.12 : Moment isostatique de la dalle du radier

	ELU	ELS
$\rho_x = \frac{L_x}{L_y}$	0.97	0.97
Coefficient de poisson	$\nu=0$	$\nu=0,2$
$\mu_x$	0,0393	0.0467
$\mu_y$	0.934	0.954
$M_{0x}$	$0,0393 \times 149,55 \times 3,30^2$ $= 64,00 \text{KN.m}$	$0,0467 \times 120,05 \times 3,30^2$ $= 61,05 \text{KN.m}$
$M_{0y}$	$0.934 \times 64,00 = 59,78 \text{KN.m}$	$0.954 \times 61,05 = 60,69 \text{KN.m}$

**Remarque :**

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

- Moment en travée :  $M_{tx} = 0.75M_{0x}$  ;  $M_{ty} = 0.75M_{0y}$
- Moment aux appuis :  $M_{ax} = 0.5M_{0x}$  ;  $M_{ay} = 0.5M_{0y}$

Si le panneau est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel :

- Moment en travée :  $M_{tx} = 0.85M_{0x}$  ;  $M_{ty} = 0.85M_{0y}$
- Moment sur les appuis de rives :  $M_{ax} = 0.3M_{0x}$  ;  $M_{ay} = 0.3M_{0y}$
- Moment sur les appuis intermédiaire :  $M_{ax} = 0.5M_{0x}$  ;  $M_{ay} = 0.5M_{0y}$

**Calcul des moments aux appuis et en travées**

Dans notre cas, le panneau est continué au-delà de ses appuis selon x, et considéré comme appuis de rive selon y

Tableau.VII.13 : Moment aux appuis et en travées de la dalle du radier

	Selon x	
	ELU	ELS
Moments aux appuis	$M_{ax} = 0.5 M_{0x} = 0,5 \times 64$ $M_{ax} = 32 \text{KN.m}$	$M_{ax} = 0.5 M_{0x} = 0,5 \times 61,05$ $M_{ax} = 30,53 \text{KN.m}$

Moments en travées	$M_{tx} = 0.85M_{0x} = 0.75 \times 64$ $M_{tx} = 54,4 \text{ KN.m}$	$M_{tx} = 0.75M_{0x} = 0.85 \times 61,05$ $M_{tx} = 51,89 \text{ KN.m}$
Selon y		
Moments en travées	$M_{ty} = 0.85 M_{y0} = 0,85 \times 59,78$ $M_{ty} = 50,81 \text{ KN.m}$	$M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 0,85 \times 60,69$ $M_{ty} = 51,59 \text{ KN.m}$
Moments aux appuis	$M_{ary} = 0.3 \times M_{y0} = 0.3 \times 59,78$ $M_{ary} = 29,89 \text{ KN.m}$	$M_{ary} = 0.5 \times M_{y0} = 0.3 \times 60,69$ $M_{ary} = 30,35 \text{ KN.m}$

### VII.5.3. Ferrailage

$$b = 100\text{cm}, d = h_d - c = 30 - 2 = 28, f_{bu} = 14.2\text{MPa}$$

Tableau.VII.14 : Ferrailage du radier

	Aux appuis		En travées	
	Sens x-x	Sens y-y	Sens x-x	Sens y-y
Moment (KN.m)	30,35	29,89	54,4	50,81
$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}}$	0,049	0,027	0,046	0,080
$\mu < \mu_l = 0.392$	C.V SSA	C.V SSA	C.V SSA	C.V SSA
$\beta$	0,975	0,986	0,976	0,958
$A = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} \text{ (cm}^2\text{)}$	5,726	3,159	5,343	3,202
A adoptée (cm <sup>2</sup> )	6,78	6,78	6,78	6,78
A adoptée	6 HA12	6 HA12	6 HA12	6 HA12

VII.6 Vérification à l'ELU

## VII.6.1. Condition de non fragilité du béton

Tableau.VII.15 : Vérification de non fragilité du béton

A adoptée	6 HA12	6 HA12	6 HA12	6 HA12
	6,78	6,78	6,78	6,78
$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$A_{\min} = \delta_0 \times b \times h \times \frac{3 - \rho_x}{2} = 0.0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 0.84}{2}$ $= 2.592$			
Vérification	C.V	C.V	C.V	C.V

## VII.6.2. Espacement des armatures (Art A.8.2.42 BAEL/99)

- Sens x-x :

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = \min(90, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \rightarrow \text{C.V}$$

- Sens y-y :

$$S_t \leq \min(4h, 45\text{cm}) = \min(120, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \rightarrow \text{C.V}$$

## VII.6.3. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier  $\tau_u \leq \overline{\tau_{adm}}$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd}, V_u^{\max} = \frac{P}{3l_y}, P = q_u \times l_x \times l_y = 149,55 \times 3.30 \times 3.40 = 1677,95 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = \frac{1677,95}{3 \times 3,40} = 164,50 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{164,50}{1000 \times 280} = 0.59 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.3 \text{ MPa}$$

$$0.59 < 3.3 \rightarrow \text{C.V}$$

VII.7. Vérification à l'ELS

Tableau.VII.16 : Vérification de la contrainte

	Aux appuis		En travées	
	Sens x-x	Sens y-y	Sens x-x	Sens y-y
<b>Moment</b>	30,53	30,35	51,89	51,59
<b>A</b>	6,78	6,78	6,78	6,78
$\rho = \frac{100A}{bd}$	0,242	0,242	0,242	0,242
<b><math>\beta</math></b>	0,921	0,921	0,921	0,921
<b>K</b>	48,29	48,29	48,29	48,29
<b><math>\sigma_s</math></b>	296,78	174,61	295,07	173,58
<b><math>\bar{\sigma}_s</math></b>	348	348	348	348
<b><math>\sigma_{bc}</math></b>	6,15	3,62	6,11	3,59
<b><math>\bar{\sigma}_{bc}</math></b>	15	15	15	15
<b>Vérification</b>	C.V	C.V	C.V	C.V

**Conclusion :**

Le ferrailage adopté pour la dalle à l'ELU est satisfaisant.

VII.8. Etude de la nervure

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier, celui-ci sera muni de nervures 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 u trapézoïdales) vers celle-ci.

Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.

VII.8.1. Chargement simplifier

Pour le calcul des efforts internes maximum, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées consiste à trouver la largeur de la dalle (panneau) correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur  $L_m$ ) et le même effort tranchant (largeur  $L_t$ ) que le diagramme trapézoïdal. Ainsi sous ce chargement devenu uniformément reparti et le calcul devient classique.

Sens longitudinal :

Tableau.VII.17 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal)

										Moment fléchissant			Effort tranchant				
travée	panneau	Lx	Ly	$\rho$	Charge	Im	lt	Qu	Qs	Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
A - B	1	3,3	3,4	0,971	Trapézoïdal	1,13	0,87	149,55	120,05	169,27	333,78	135,88	267,94	130,53	253,91	104,78	203,82
	2	3,3	3,3	1,000	Trapézoïdal	1,10	0,83	149,55	120,05	164,51		132,06		123,38		99,04	
B - C	1	2,05	3,4	0,603	Trapézoïdal	0,90	0,84	149,55	120,05	134,71	268,28	108,14	215,36	125,43	249,14	100,68	199,99
	2	2,05	3,3	0,621	Trapézoïdal	0,89	0,83	149,55	120,05	133,57		107,22		123,71		99,31	
C - D	1	3,3	3,4	0,971	Trapézoïdal	1,13	0,87	149,55	120,05	169,27	333,78	135,88	267,94	130,53	253,91	104,78	203,82
	2	3,3	3,3	1,000	Trapézoïdal	1,10	0,83	149,55	120,05	164,51		132,06		123,38		99,04	

Sens transversal :

Tableau.VII.18 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal)

										Moment fléchissant			Effort tranchant				
travée	panneau	Lx	Ly	$\rho$	Charge	lm	lt	Qu	Qs	Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
a-b	1	3,3	3,3	0,857	Triangulaire	1,10	0,83	149,55	120,05	164,34	286,06	131,92	229,63	123,38	229,32	99,04	184,08
	2	2,05	3,3	0,786	Trapézoïdal	0,81	0,71	149,55	120,05	121,72		97,71		105,94		85,04	
b-c	1	3,3	3,4	0,750	Triangulaire	1,10	0,83	149,55	120,05	164,34	293,44	131,92	235,56	123,38	240,39	99,04	192,97
	2	2,05	3,4	0,688	Trapézoïdal	0,86	0,78	149,55	120,05	129,10		103,64		117,01		93,93	

• Sens transversale

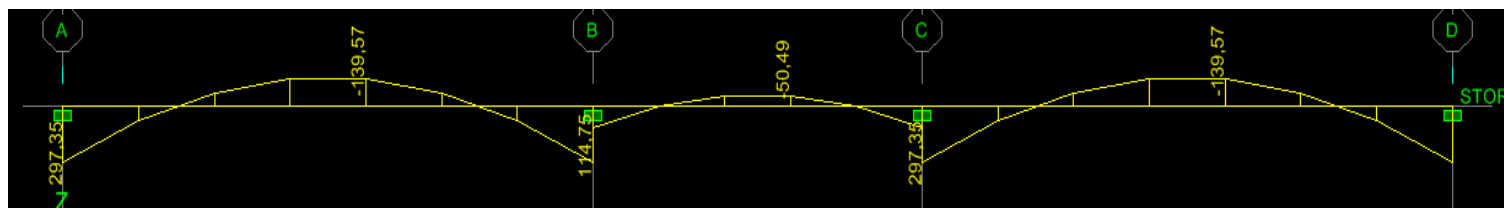
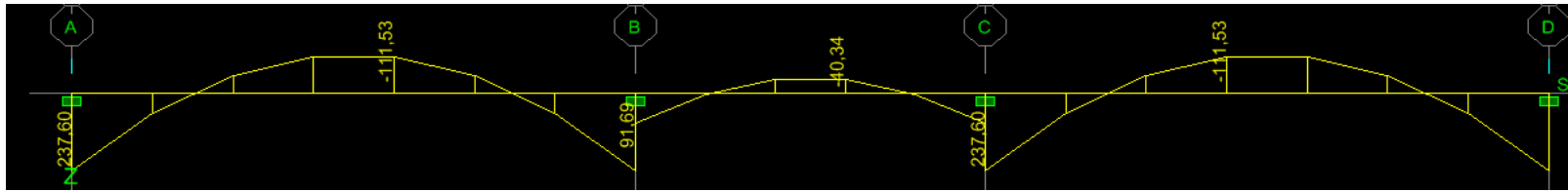


Figure VII.3 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU sens transversale



FigureVII.4 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS sens transversale

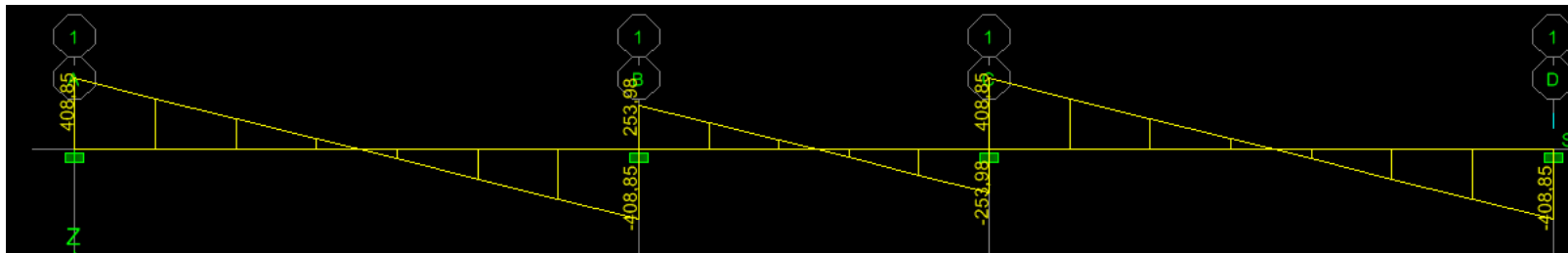
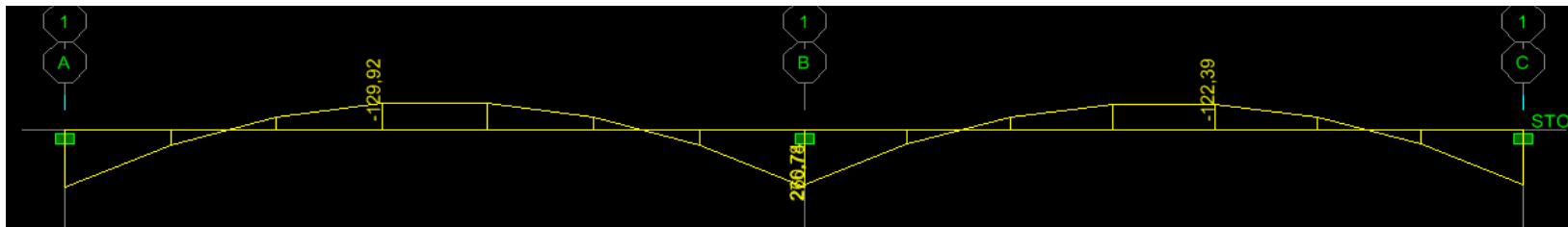
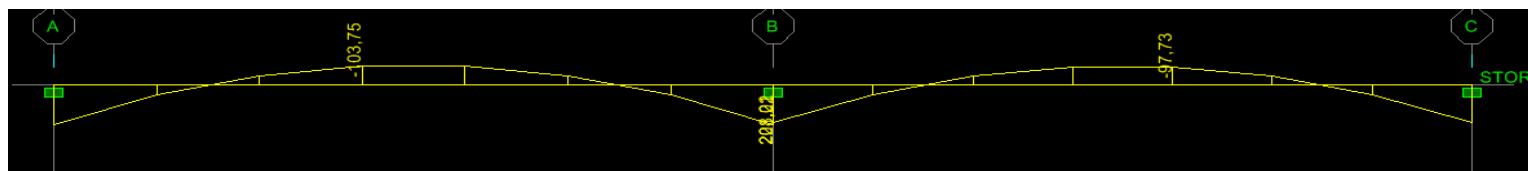


Figure VII.5 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU sens transversale

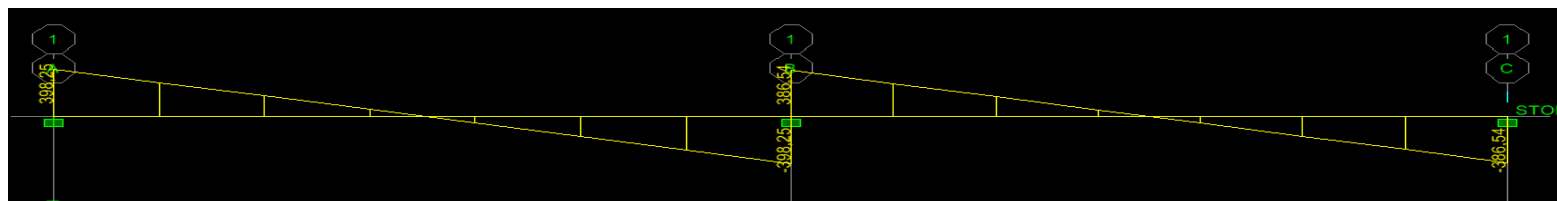
- Sens longitudinale



FigureVII.6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU sens longitudinale



FigureVII.7 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS sens longitudinale



FigureVII.8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU sens longitudinale

- Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.VII.19 : Les moments de la nervure

	Sens x-x		Sens y-y
Moment en travées	ELU	139,57	129,92
	ELS	111,53	103,95
Moment aux appuis	ELU	297,35	276,72
	ELS	237,60	221,02
Effort tranchant	ELU	408,85	398,25

### VII.8.2. Calcul des armatures

$h_0=110\text{cm}$ ,  $b=60\text{cm}$ ,  $d=108\text{cm}$

Tableau.VII.20 : Calcul des armatures

	Sens x-x		Sens y-y	
	Aux appuis	En travées	Aux appuis	En travées
Moment	297,35	139,57	276,72	129,92
$\mu$	0,106	0,050	0,098	0,046
$\mu < 0.392$	C.V	C.V	C.V	C.V
	SSA			
$\beta$	0,944	0,974	0,948	0,976
A	10,50	4,78	9,73	4,44
A choix	4HA14+4 HA 12	4HA14	4HA14+4 HA 12	4HA14
A adoptée	10,67	6,15	10,67	6,15

## VII.8.3. Vérification à l'ELU

a. Condition de non fragilité du béton (BAEL 91/99 Art B.4.2.1)

Tableau.VII.21 : Vérification de non fragilité

A choix	4HA14+4 HA 12	4HA14	4HA14+4 HA 12	4HA14
A adoptée	10,67	6,15	10,67	6,15
$A_{min}$	$\frac{0.23 f_{t28}}{f_e} bd = \frac{0.23 \times 2.1}{400} \times 35 \times 70 = 2,95$			
$A > A_{min}$	C.V	C.V	C.V	C.V

b. Diamètre minimal

$$Q_l \geq \frac{Q_l}{3} = \frac{14}{3} = 4,66$$

Soit le diamètre des armatures transversales  $Q=8\text{mm}$

c. Espacement des armatures

- En zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 14Q_L\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{70}{4}; 14 \times 14\right) = 17,5\text{cm}$$

soit  $S_t = 10\text{cm}$

- En zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{70}{2} = 35\text{cm}$$

soit  $S_t = 15\text{cm}$

d. Vérification aux cisaillement (Art 5.11 BAEL 91/99)

On doit vérifier :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u$

$T_u^{\max}$  : L'effort tranchant max à l'ELU

$$\bar{\tau}_u: \text{Min}\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}, 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

- ens longitudinal x-x

$$\tau_u = \frac{408,85 \times 10^3}{350 \times 680} = 1.71\text{MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad 1,71 < 2,5 \rightarrow \text{C.V}$$

- Sens transversal y-y

$$\tau_u = \frac{398,25 \times 10^3}{350 \times 680} = 1,67 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad 1,67 < 2,5 \rightarrow \text{C.V}$$

**e. Armatures de peau (Art 8.3/BAEL91)**

Des armatures dénommées (armatures de peau) sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'eau moins  $3\text{cm}^2$  par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 70 cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

$$A_p = \frac{3\text{cm}^3 \times 0,7}{1\text{ml}} = 2,1 \text{ cm}^2$$

Sont donc 2HA14 avec  $A_p=3,08\text{cm}^2$

**VII.8.4. Vérification à l'ELS**

- Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

**Tableau VI.22 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier**

	Sens x-x		Sens y-y	
	Aux appuis	En travées	Aux appuis	En travées
Moment	237,6	111,53	221,02	103,95
A	10,67	6,15	10,67	6,15
$\rho = \frac{100A}{bd}$	0,406	0,234	0,406	0,234
$\beta$	0,902	0,923	0,902	0,923
K	36,02	49,83	36,02	49,83
$\sigma_s$	329,17	261,97	306,20	244,17
$\bar{\sigma}_s$	348	348	348	348
$\sigma_{bc}$	9,14	5,26	8,50	4,90
$\bar{\sigma}_{bc}$	15	15	15	15
Vérification	C.V	C.V	C.V	C.V

**VI.9. Ferrailage de débord**

Le débord doit être calculé comme une console encadrée au niveau du radier et soumise à une charge uniformément répartie, le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

**VI.9.1. Sollicitation de calcul**

A l'ELU :  $q_u=149,55\text{KN/m}$

$$M_u = \frac{-q_u \times L^2}{2} = \frac{-149,55 \times 0,35^2}{2} = -9,15 \text{KN.m}$$

**VI.9.2. Calcul des armatures**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9,15 \times 10^6}{1000 \times 280^2 \times 14,2} = 0,008$$

$$\mu = 0,008 \rightarrow \beta = 0,996$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9,15 \times 10^3}{0,996 \times 28 \times 348} = 0,94 \text{ cm}^2$$

**Remarque**

Les armatures du radier sont largement supérieures à celles du débord  $A_{radier} > A_{débort}$ , alors le ferrailage du débord sera la continuité de celui du radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

# **Conclusion générale**

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage multiple, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

De ce fait, ce projet nous a permis de mieux apprécier le métier d'ingénieur en génie civil et son rôle dans la réalisation des structures qui ne se limite pas simplement au calcul du ferrailage, mais adopte :

- Les solutions des problèmes existants de la meilleure façon possible en tenant compte de l'économie et de la sécurité.
- La conception.
- La forme de l'élément et comment travaillé.

L'ingénieur en génie civil n'est pas un calculateur seulement, mais il faut proposer des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain ; d'une manière générale une conception justifier doit prendre en compte, premièrement la sécurité pour éviter carrément les dégâts humain et matériel, sans oublier l'économie et le temps d'exécution.

En fin, Nous espérons que cette modeste étude été comme une référence contient un minimum d'information utile pour faciliter les études des futures promotions.

# BIBLIOGRAPHIE

## Règlements :

- ✓ Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.
- ✓ BAEL 91 révisé 99 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- ✓ Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charge permanentes et charges d'exploitation.
- ✓ Document technique réglementaire (DTR B.C 2.4.6): règles de conception et de calcul des structures en bois.
- ✓ Eurocodes 5 (règles de calcul et de conception des charpentes en bois).
- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A93).

## Logiciels :

- ✓ Logiciel ETABS 9.7.1.
- ✓ Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- ✓ EXCEL 2007. – WORD 2007.
- ✓ AUTOCAD 2014.

## Ouvrage :

- ✓ Abaques du Béton Armé.
- ✓ Les mémoires de fin d'études des promotion précédentes