

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

FAÇADE POSTERIEURE  
Echelle: 1/50



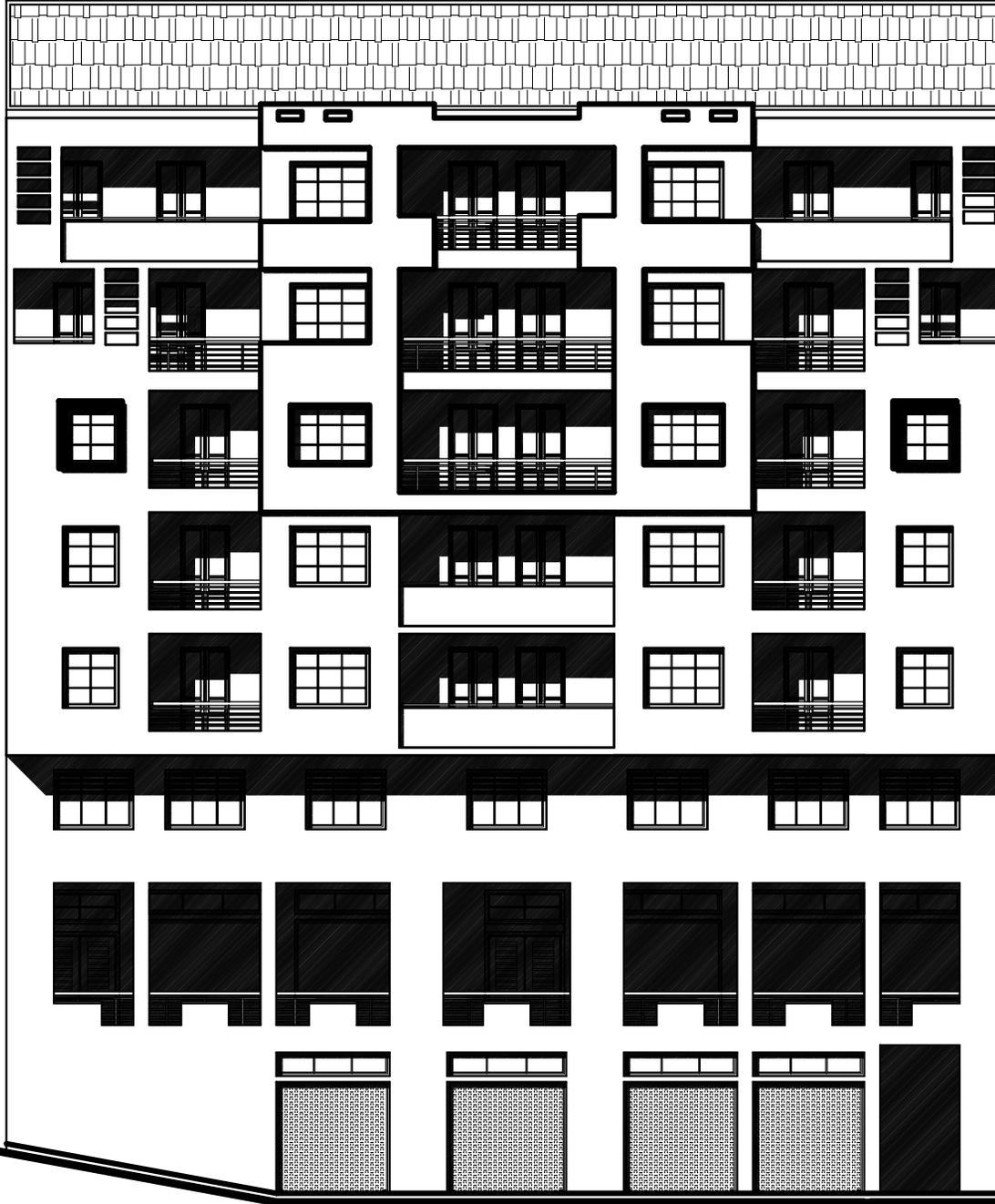
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

FAÇADE PRINCIPALE  
Echelle: 1/50

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



5eme ETAGE

4eme ETAGE

3eme ETAGE

2eme ETAGE

1er ETAGE

ETAGE DE SERVICE

REZ DE CHAUSSEE

ENTRE SOL

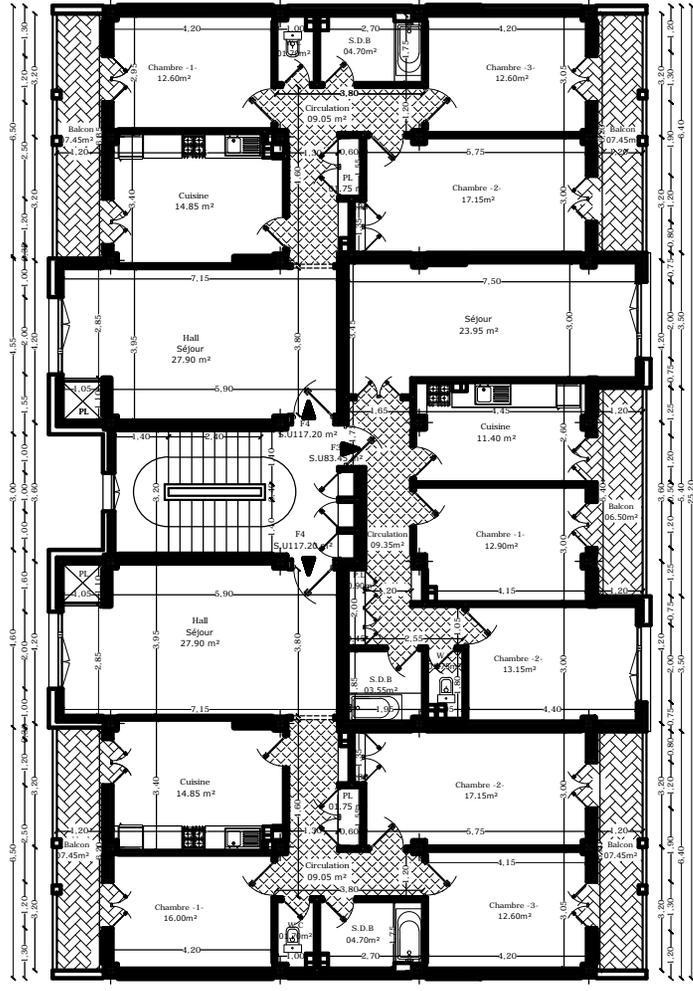
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

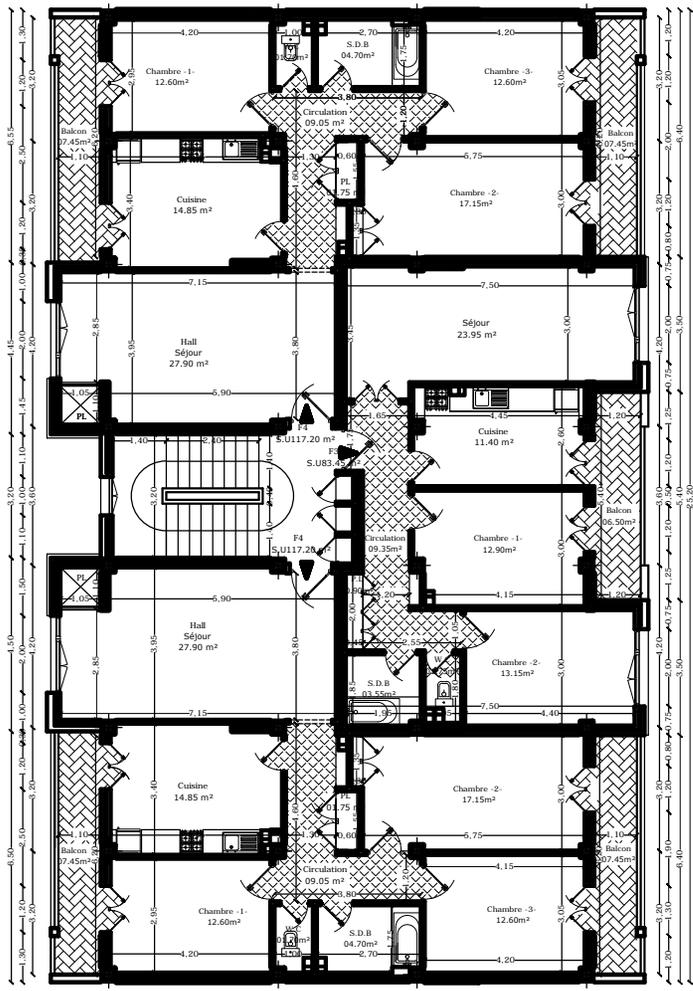
PLAN DU 4eme ETAGE

Echelle: 1/50  
niv: 16.32



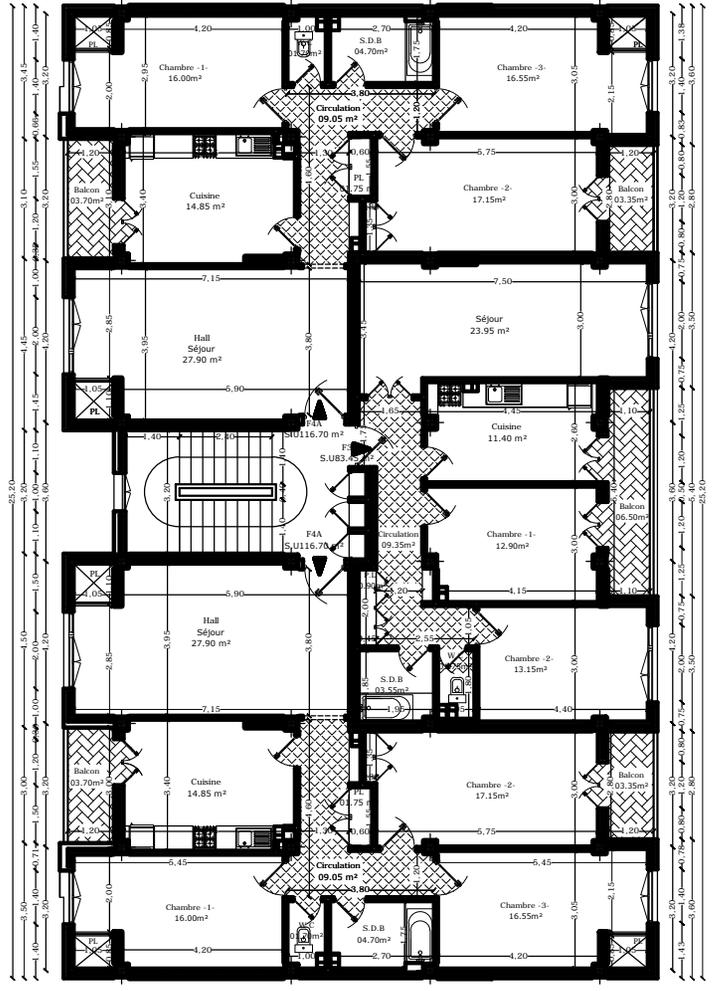
PLAN DU 5eme ETAGE

Echelle: 1/50  
niv: 19.38

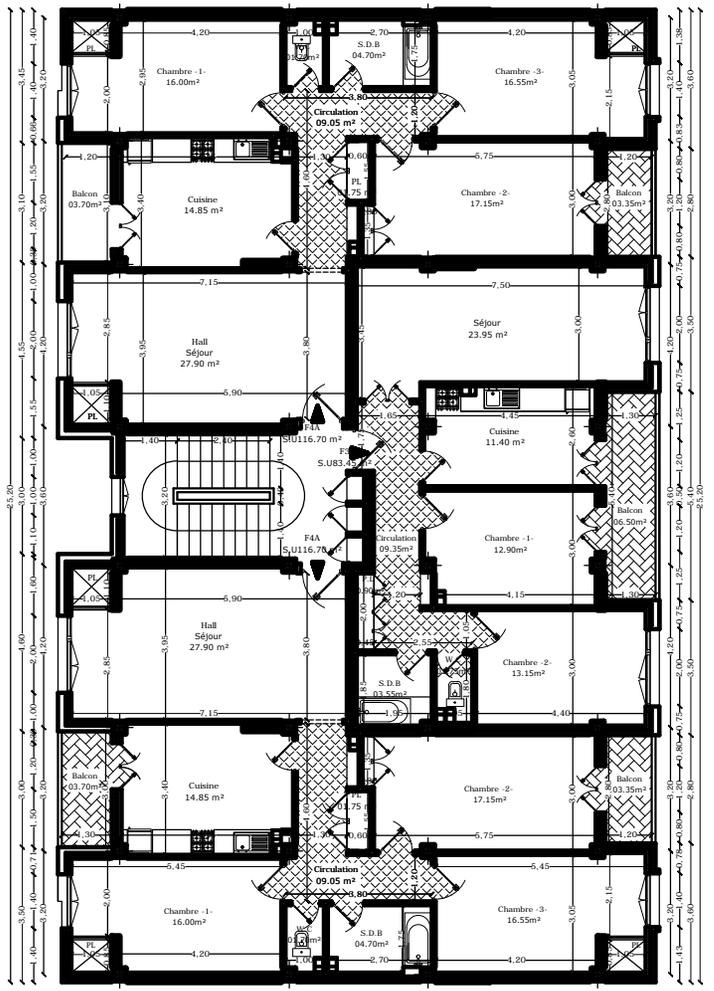


REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

PLAN DU 2eme ETAGE  
Echelle: 1/50  
niv 10.20



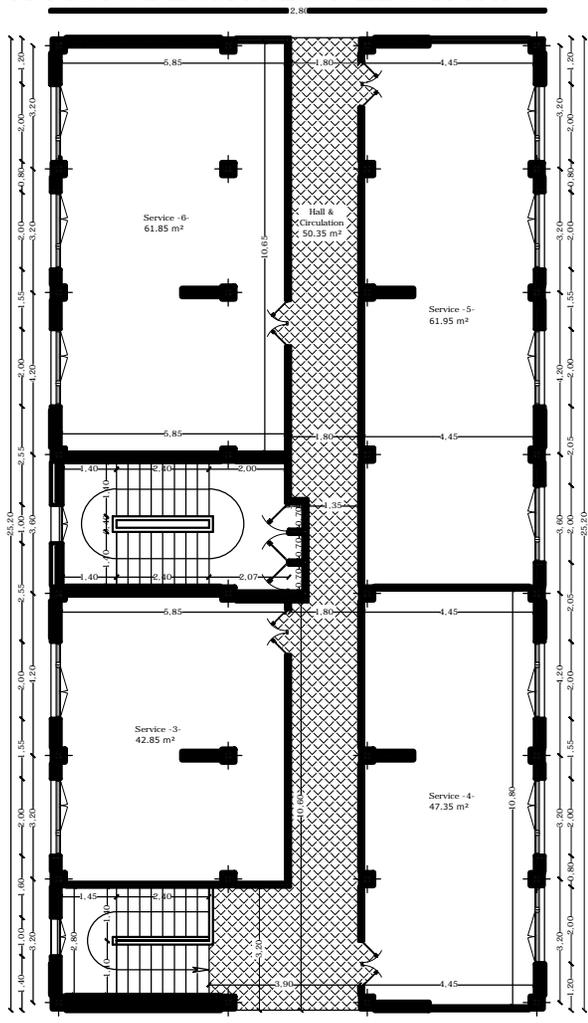
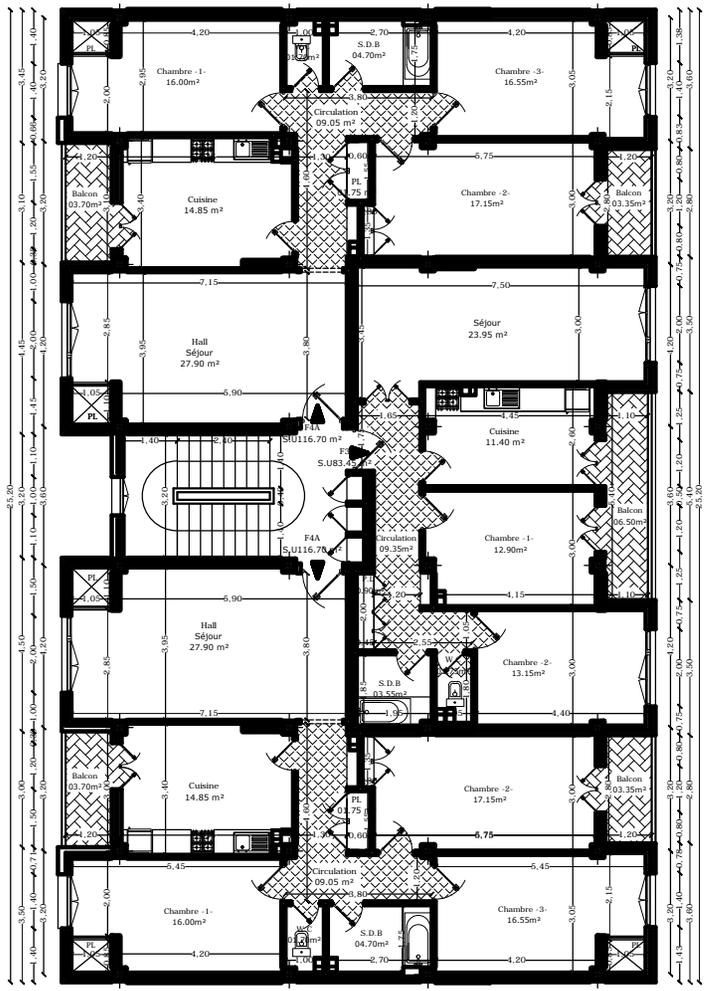
PLAN DU 3eme ETAGE  
Echelle: 1/50  
niv. 13.26



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

PLAN ETAGE DE SERVICE  
(Niv: + 4.08)  
Echelle: 1/50

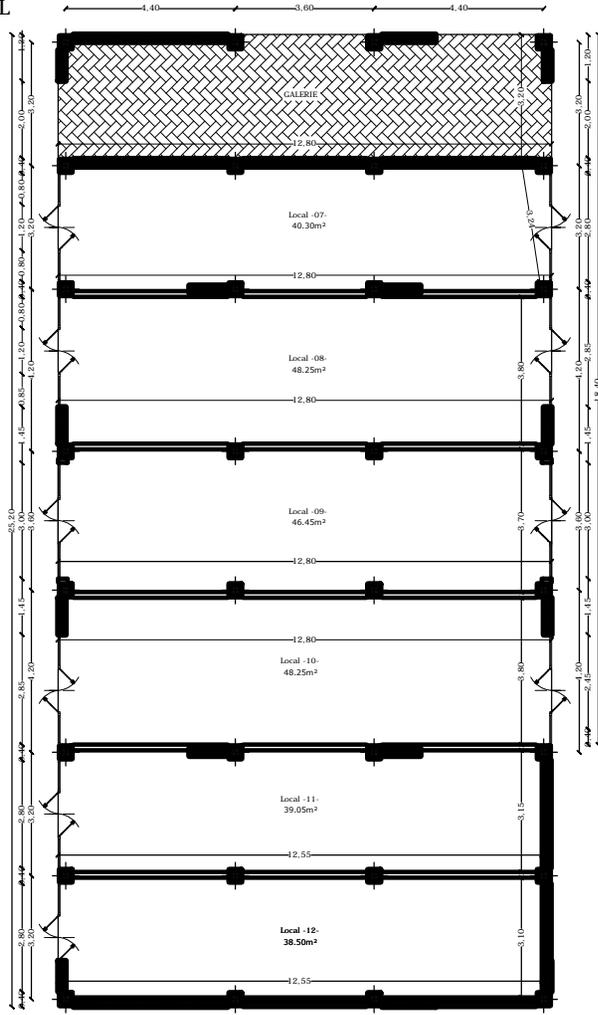
PLAN DU 1er ETAGE  
Echelle: 1/50  
niv: 7.14



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

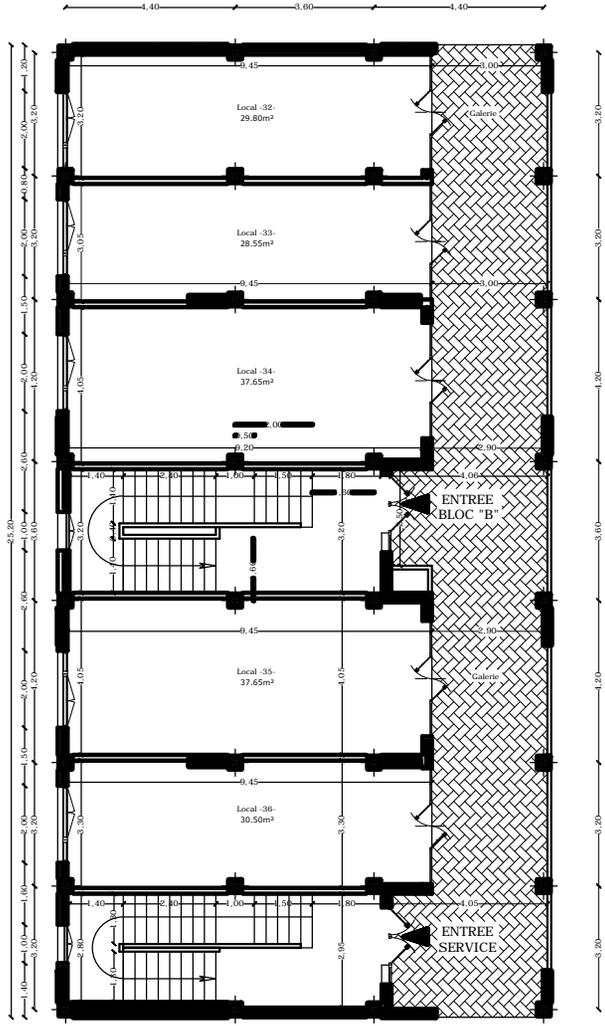
PLAN DE L'ENTRE SOL

Echelle: 1/50  
niv -3.40



PLAN DU REZ DE CHAUSSEE

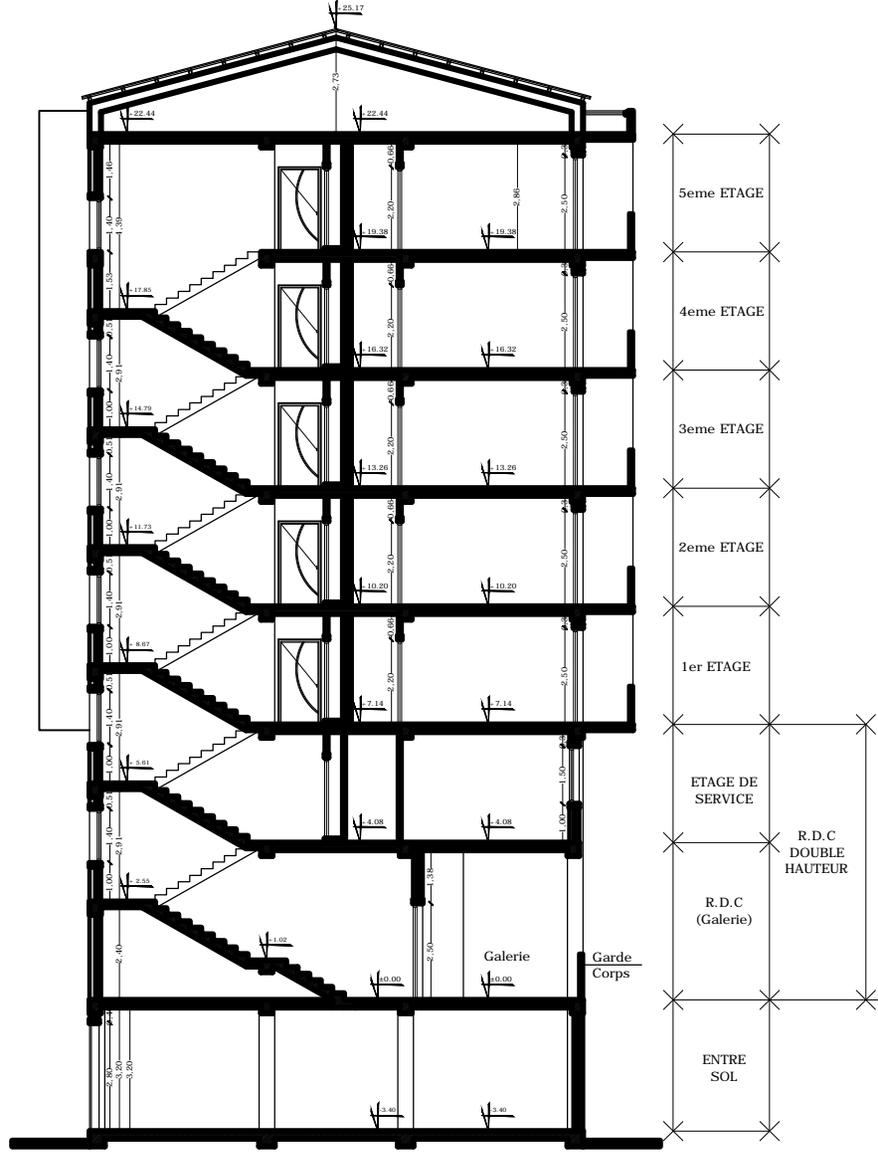
Echelle: 1/50  
niv: 0.00



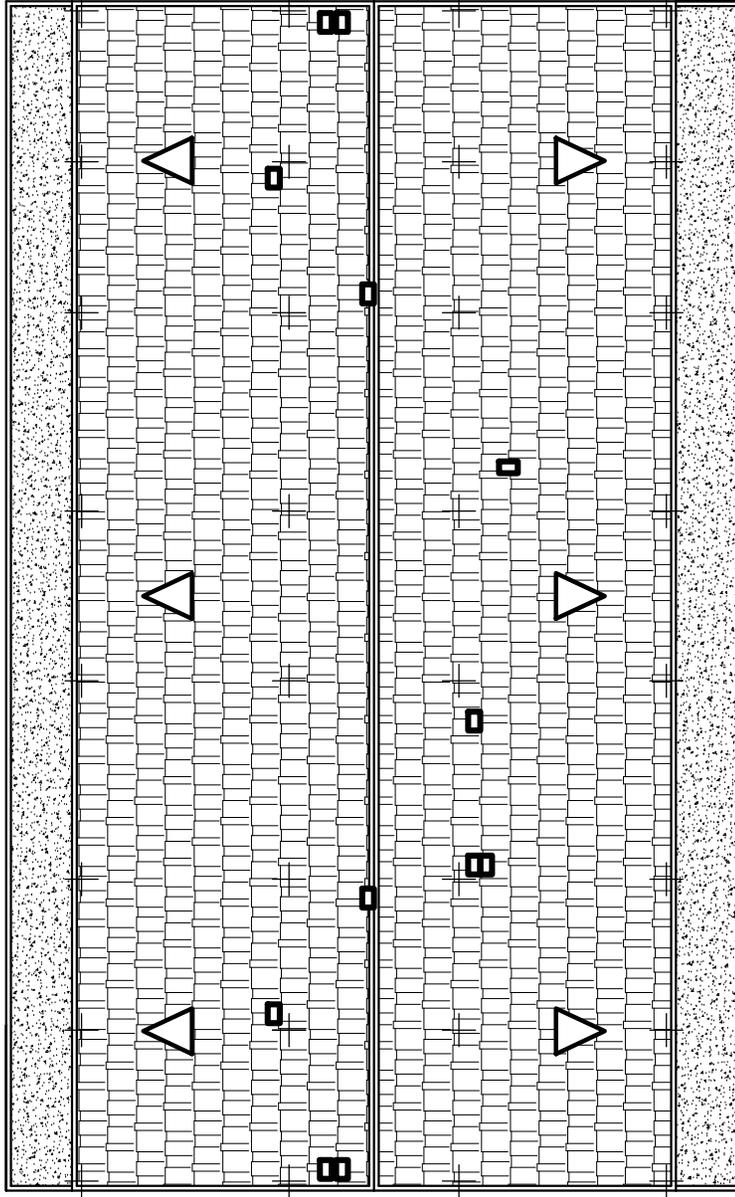
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

Coupe schématique



PLAN DE TOITURE  
Echelle:  $\frac{1}{50}$   
niv: 22.44



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
*Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique*

*Université Mouloud Mammeri de Tizi ousou*  
*Faculté du génie de la construction*  
*Département de génie civil*



# *Mémoire de fin d'étude*

*En vue d'obtention du diplôme de master en génie civil.*  
*Option : construction civile et industrielle*

## **Thème:**

*Etude d'une Structure en (R+6+E/sol+charpente en bois) à usage d'habitation, commerciale et bureautique  
Contreventé par voiles (Application ROBOT BAT)*



**Etudié par :**

**Melle: NAMOUS.Ratiba**

**Dirigé par:**

**Meme: SMAHI.R**

**Promotion: 2017/2018**



# Remerciement

*Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce modeste travail.*

*En second lieu, nous tenons à remercier notre promotrice Mme Smahi.R , pour sa disponibilité, ses précieux conseils, son aide et sa patience tout au long de notre travail.*

*Nous remercions profondément nos chers parents pour leur soutien et leur disponibilité.*

*Nous adressons nos sincères remerciements à toutes les personnes confort, que ce soit de près ou de loin.*

*Enfin, nous remercions les membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.*



# *Dédicaces*

*Je dédie se modeste travail à :*

- ✓ *A mes chers parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie et qui ont sacrifié leur vie pour mon bien-être et ma réussite, je pourrais jamais vous remercier assez mais ce que je suis aujourd'hui c'est le fruit de votre sacrifice, que dieu vous garde pour moi, MERCI INFINIMENT.*
- ✓ *A la mémoire de mon chère ami Adel*
- ✓ *A la mémoire de mon frère et sa femme et ma chère sœur SAMIA*

# Sommaire

Introduction générale

## **Chapitre I : Etude conceptuelle de la structure**

I.1. Description de l'ouvrage.....	1
I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	1
I.3. La réglementation utilisée.....	2.
I.4. La Conception de la structure.....	2
I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	5
I.5.1. Le béton.....	5
I.5.2. Les aciers.....	8
I.6. Conclusion .....	13

## **Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments**

Introduction.....	14
II.1. Détermination des charges et surcharges.....	14
II.2. Pré dimensionnement des éléments .....	19
II.2.1. Plancher à corps creux.....	19
II.2.2. Poutres.....	19
II.2.3. Voiles.....	22
II.2.4. Poteaux.....	24
II.3. Vérification de la résistance des poteaux au flambement.....	29
II.4. Conclusion.....	30

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

III.1. Calcul de l'acrotère.....	31
III.1.1. Définition .....	31
III.1.2. Hypothèse de calcul.....	31
III.1.3. Dimensionnement.....	31
III.1.2. Calcul des efforts interne.....	32
III.1.3. Combinaisons des charges.....	32

III.1.4.Ferraillage de l'acrotère .....	32
III.1.5.Vérification.....	34
III.1.5.1. Vérification à l'ELU.....	34
III.1.5.2. Vérification à l'ELS.....	35
III.1.6.Vérification de l'acrotère au séisme.....	36
III.1.7.Conclusion.....	37
III.2. Calcul des planchers en corps creux.....	38
III.2.1. Calcul de la dalle de compression .....	38
III.2.2. Etude des poutrelles .....	39
III.2.2.1. Dimensions de la table de compression.....	39
III.2.2.2. Calcul des poutrelles.....	40
III.2.3. Ferraillage de la poutrelle à l'ELU.....	48
III.2.3.1. Calcul des armatures.....	49
III.2.3.2. Vérification à l'ELU.....	49
III.2.3.2. Vérification à l'ELS.....	52
III.3. La poutre de chaînage.....	55
III.3.1. Dimensionnement.....	55
III.3.2. Evaluation des charges et surcharge .....	55
III.3.3. Etude de la poutre à l'ELU.....	55
III.3.3.1. Calcul des efforts.....	55
III.3.3.2. Calcul des armatures.....	56
III.3.3.3. Vérification à l'ELU.....	57
III.3.3.4. Vérification à l'ELS.....	59
III.4. Les escaliers.....	62
III.4.1. Pré dimensionnement de la paillasse et du palier.....	63
III.4.2. Détermination des charges de calcul.....	64
III.4.3. Dimensionnement de l'escalier.....	65
III.4.3.1. Calcul à l'état limite ultime.....	65
III.4.3.2. Vérification à l'ELU.....	69
III.4.3.3. Calcul à l'état limite de service.....	70
III.4.3.4. Vérification à l'ELS.....	74
III.5. La poutre palière.....	77
III.5.1. dimensionnement .....	77
III.5.2. Evaluation des charges et surcharges .....	77

III.5.3. Calcul de la poutre palière.....	77
III.5.3.1. Calcul à l'ELU.....	78
III.5.3.2. Vérification à l'ELU.....	79
III.5.3.3. Calcul à l'ELS.....	82
III.5.3.4. Vérification à l'ELS.....	83
III.6. La charpente.....	85
III.6.1. Détermination des charges.....	85
III.6.2. Etude sous la neige selon RNV99.....	85
III.6.3. Calcul des éléments de la toiture.....	86
III.6.3.1. Calcul des pannes.....	86
III.6.3.2. Calcul des chevrons.....	89
III.6.3.3. Calcul des liteaux.....	91
 <b>Chapitre V : Modélisation de la structure et vérification des exigences de l'RPA</b>	
Introduction.....	93
V.1. Choix de la méthode de calcul .....	93
V.2. Modélisation de la structure sous ROBOT BAT .....	94
V.2.1. Description du l'logiciel.....	94
V.2.2. Etapes de modélisation.....	94
V..2.2.1. Spécification de la géométrie de la structure .....	94
V.2.2.2. Définition des propriétés géométriques des éléments.....	96
V.2.3 Définition des Charges statiques (G, Q) .....	98
V.2.3.1 Chargement des éléments .....	99
V.2.4. Définition des option de calcul.....	100
V.2.5. Combinaisons d'action .....	102
V.2.6. Le diaphragme.....	102
V.2.7. Vérification de la structure.....	102
V.3. Vérification des exigences de l'RPA.....	104
V.3.1. Vérification du pourcentage de la masse participante.....	104
V.3.2. Effort normal réduit .....	105
V.3.3. Vérification de la période .....	106
V.3.4. Effort tranchant à la base.....	106

V.3.5.Effet de torsion vertical.....	109
V.3.6.Mode propre de la structure.....	110
V.3.7. Déplacement inter-étages.....	112
V.3.8. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ .....	113
V.3.9.Vérification du système de contreventement.....	114
V.4. Conclusion.....	115

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

Introduction.....	116
VI.1. Ferrailage des poteaux.....	116
VI.1.1. Recommandation du RPA 2003 .....	116
VI.1.2. Calcul des armatures .....	117
IV.1.3. Vérification à l'état limite ultime.....	121
VI.1.4. Vérification à de l'état limite de service.....	122
VI.2. Ferrailage des poutres.....	125
VI.2.1. Recommandations du RPA99.....	125
VI.2.2. Calcul des armatures .....	126
VI.2.3. Vérification à l'ELU.....	128
VI.2.4. Vérification à l'ELS.....	132
VI.3. Ferrailage des voiles.....	135
VI.3.1. Recommandations du RPA99.....	135
VI.3.2. Exposés de la méthode de calcul.....	136
VI.3.3.2. calcul de ferrailage. ....	139

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

Introduction .....	149
VII.1. Choix du type de fondation.....	149
VII.2. Différent type de fondations.....	149
VII.3. Vérification des semelles isolés.....	150
VII.4. Vérification des semelles filantes.....	150
VII.5. Etude du radier général .....	153
VII.5.1. Pré dimensionnement du radier .....	154
VII.5.2. Calcul de la surface du radier .....	155
VII.5.3. Calcul des sollicitations.....	156

VII.5.4. Les vérifications .....	157
VII.5.5. Ferrailage du radier .....	162
VII.5.6. Ferrailage du débord .....	166
VII.6. Etude des nervures.....	167

**Conclusion générale**

## INTRODUCTION

*Mon projet de fin d'études qui consiste d'étudier une structure en R+6 comportant un entre sol avec une charpente en bois, à usage d'habitation ; commercial et bureautique ,Il s'inscrit de manière logique et naturelle dans mon parcours d'étudiant en master et vient concrétiser et finaliser ma formation.*

*Ce projet ayant pour but de compléter et d'approfondir mes connaissances dans le domaine du calcul des structures ; une bonne maîtrise des logiciels de calcul et de dessin tels que AUTOCAD et ROBOT BAT; utiliser l'esprit et le savoir acquis le long de ma formation LMD pour bien analyser la structure. c'est aussi une expérience pour rencontrer la vie professionnelle d'avoir des contacts avec des ingénieurs. Enfin de savoir ces compétences dans le domaine.*

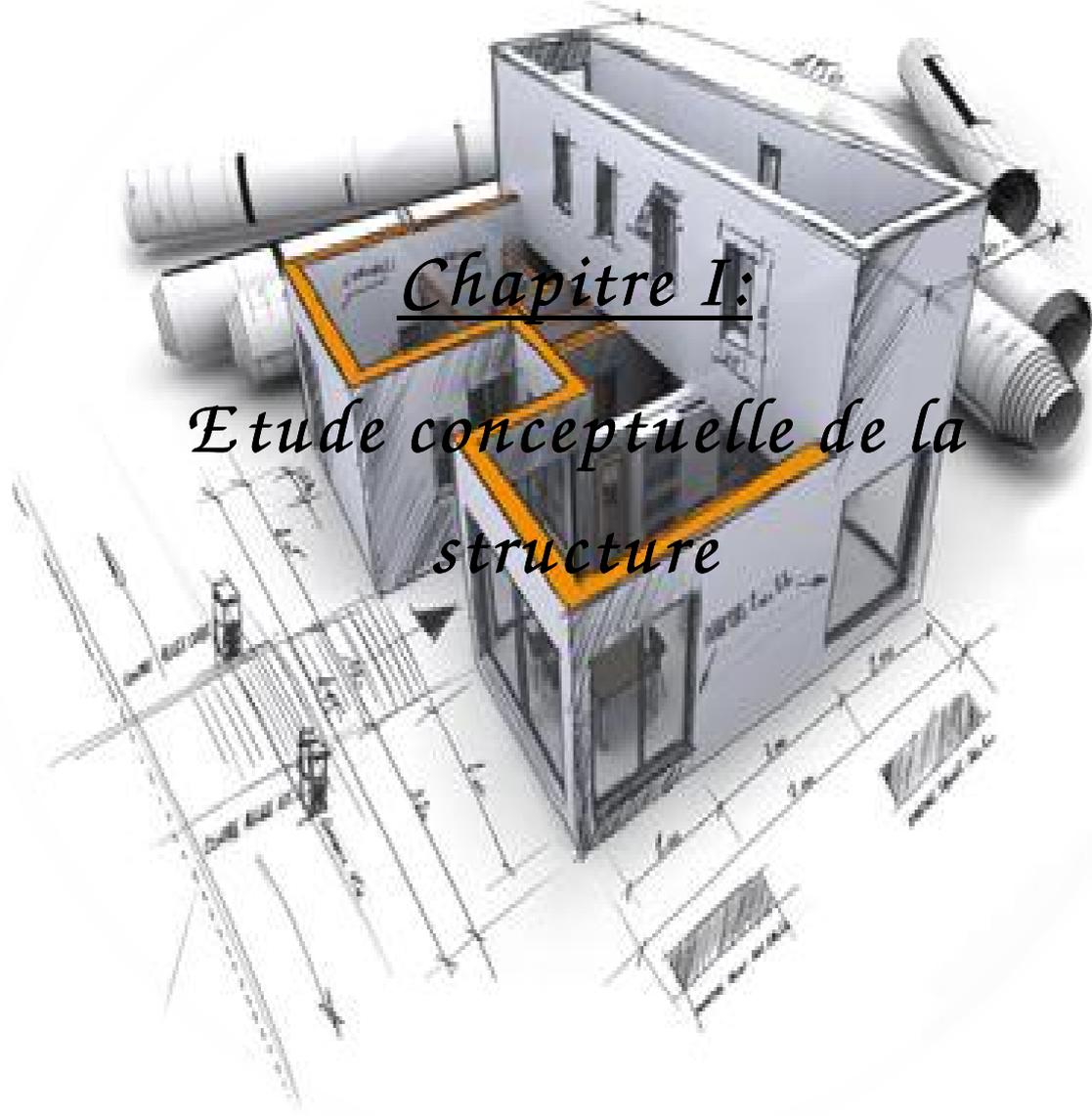
*le projet à étudier est subdivisé en trois grandes parties:*

*Dans la première partie, c'est la présentation globale de l'ouvrage avec citation de ses constituants et les matériaux de construction employés . Puis, un pré dimensionnement des éléments. Enfin, le ferraillement des différents éléments secondaires (acrotère, escalier... etc.).*

*La deuxième partie ayant pour objectif la détermination des ferraillements des éléments principaux, pour y arriver, d'abord à une analyse dynamique en réalisant un modèle 3D à l'aide d'un logiciel de calcul (ROBOT-BAT), qui permettra d'avoir les résultats suivants :*

- ✓ Les caractéristiques vibratoires (périodes propres et modes propres) de la structure*
- ✓ Les sollicitations dans les éléments structuraux, poutres, poteaux et voiles.*

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



*Chapitre I:*  
*Etude conceptuelle de la*  
*structure*

**Introduction:**

Dans ce premier chapitre on s'intéressera à la présentation global de l'ouvrage par la citation des différentes caractéristiques géométriques ; les éléments qui le constituent ; les règlements utilisés et enfin les caractéristiques des matériaux employés.

**I-1:La description de l'ouvrage**

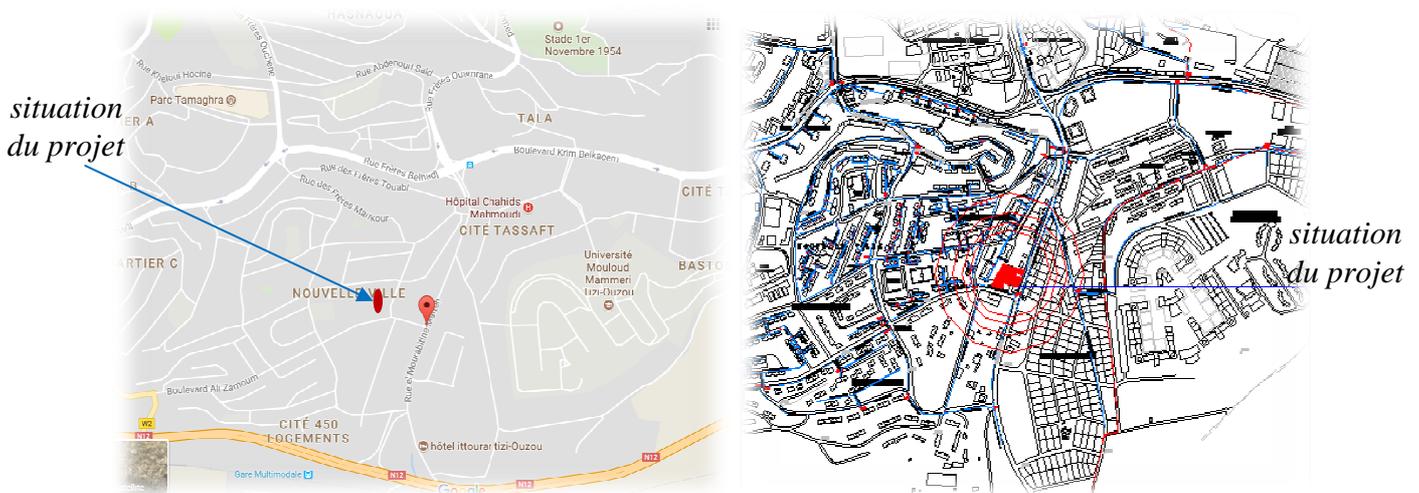
Le projet consiste à l'étude et au calcul d'une structure en R+6+entre sol avec charpente en bois à usage d'habitation ; commercial et bureautique. Le lieu d'implantation et la wilaya de **TIZI OUZOU** Commune et Daïra de **TIZI OUZOU** qui est classée selon le RPA 99 version 2003 comme étant une zone de sismicité moyenne (**Zone IIa**).

Ce projet a été réaliser par un Cabinet d'Architecture et Techniques Urbaines **C.A.T.U** en Aout 2015.

**I-1-1: Données du site**

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2:Ouvrage courant ou d'importance moyenne
- Le site est considéré comme site meuble : catégorie S3
- Contrainte admissible du sol est de 2bars.
- le poids volumique du sol est 1,78 t/m<sup>3</sup>
- La structure du bâtiment présente une régularité en plan

**I-1-2: Plan de situation du projet : Extrait du Google MAP**



**I-2:Caractéristique géométrique de l'ouvrage**

Les caractéristiques de la structure à étudier sont :

	La hauteur(m)	La largeur(m)	La longueur(m)
L'entre sol	3,4	12.80	25.20
Le Rez-de-chaussée	4,08		
L'étage de service	3,06		
Les étages courant	3,06	15.40	
Le bâtiments	28,57	15,40	

### **I-3: Règlements utilisés et normes de conception**

L'étude de notre ouvrage sera munie de plusieurs normes et règles que nous citons ci-dessous:

➤ **Règlements Parasismique Algériennes RPA 99 /version 2003**

C'est un document technique réglementaire fixant les règles de conception et de calcul des constructions en zones sismiques. Ces règles visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des sollicitations sismiques, par une conception et un dimensionnement approprié.

➤ **Documents Technique Réglementaire D.T.R-B.C.2.2**

Ce sont des règles de calcul applicables à tous les ouvrages en béton armé soumis à des ambiances s'écartant des influences climatiques et dont le béton est constitué de granulats naturels normaux avec un dosage en ciment au moins égale à 300 kg/m<sup>3</sup> de béton mis en œuvre.

➤ **les Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93**

C'est un document technique réglementaire D.T.R.B.C 2.41 ayant pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuelles devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé. et il s'applique plus spécialement aux bâtiments courants.

➤ **les Règles de conception et de calcul des charpentes en bois CB 71**

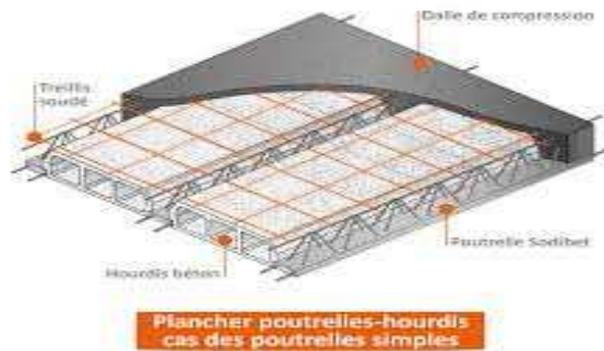
Ce sont des règles de calcul et de conception des charpentes en bois... s'appliquent à toutes des constructions en bois, à l'exception de celles pour lesquelles un règlement particulier est imposé.

### **I-4: La conception de la structure**

**A- les planches en corps creux:** (hourdis + table de compression) qui sont portés par des poutrelles disposées parallèlement aux petites portées des travées (espacé de 65 cm) sur lesquelles sont posés les corps creux (Hourdis). Elles assurent la transmission des charges aux éléments porteurs de la structure (poteaux, poutres).

Nous avons opté pour des dalles en corps creux pour les raisons suivantes :

- Les portées des poutres ne sont pas importantes.
- La facilité de réalisation ;
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Economie (exemple: le coffrage par des éléments en bois récupérables).



**Figure. I-4-1 : Eléments d'un Plancher en corps creux.**

### **B- La cage d'escalier**

La cage d'escalier assurant la circulation sur toute sa hauteur. est constituée de paliers et de paillasse coulés sur place.

### **C-L'ossature**

D'après les conditions de l'article 3-4-A pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les 8 m. Par conséquent, nous avons opté pour un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques voiles.

### **D-Les façades**

- Les façades (murs extérieurs) sont constituées par une double paroi en briques creuses dont l'épaisseur (10+15) cm séparées par une lame d'air de 5 cm.
- Les murs intérieurs de 10 cm d'épaisseur en briques creuses.

### **E-Revêtements**

- 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 intérieures et les plafonds.

### **F-Toiture en bois**

La toiture est la surface ou couverture couvrant la partie supérieure d'un édifice, permettant principalement de protéger son intérieur contre les intempéries et l'humidité. Une toiture est une couverture généralement supportée par une charpente et elle est constituée de pannes, de chevrons, liteaux et de tuiles à emboîtement, comme l'illustre la figure ci-dessous.

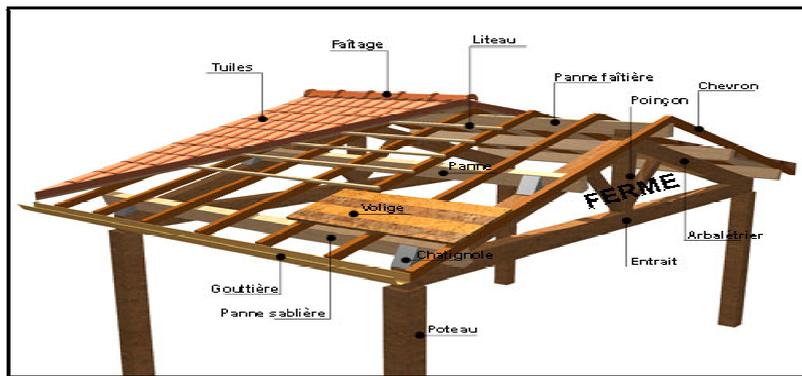


Figure. I-342 :Schémas correspond à une charpente en bois.

### G-Les fondations

La fondation d'un bâtiment ou d'un ouvrage est la partie de ce dernier qui repose sur un terrain ou sol d'assise et qui transmet à ce dernier toutes les sollicitations (charges et surcharges combinées) auxquelles ce bâtiment est soumis par l'intermédiaire de sa superstructure.

Il existe deux types de fondations:

▪ Les fondations superficielles :

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à faible profondeur  $D < 3\text{m}$ : semelles isolées sous poteaux, semelles filantes sous murs, radiers.

▪ Les fondations profondes :

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur  $D/B > 6$  et  $D > 3\text{ m}$  : puits, pieux

D : longueur de fondation enterrée dans le sol.

B : largeur de la fondation ou diamètre.

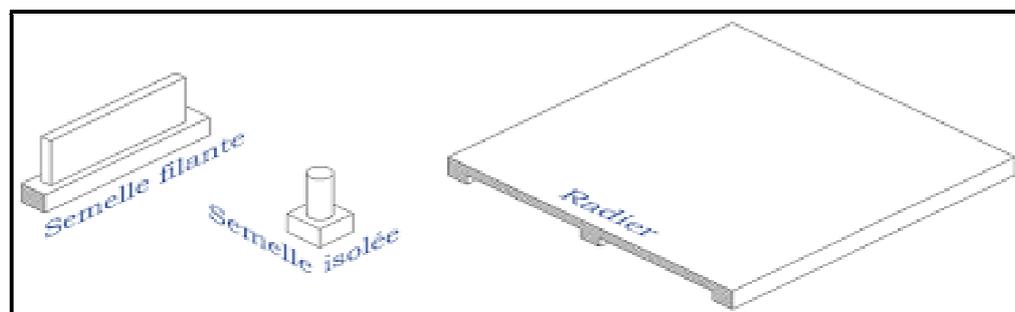


Figure. I-4-3:Les différents type de fondations.

### H- les voiles

Un voile est un élément qui a une importance prépondérante dans la résistance et l'équilibre de la structure, il est caractérisé par une forme géométrique spécifique qui lui offre une importante inertie, grâce à laquelle il soulage considérablement les poteaux et les poutres dans une structure mixte (portiques — voiles).

### I-Système de coffrage

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles pour réduire les opérations manuelles et le temps d'exécution.

Quant aux portiques, on opte pour un coffrage classique en bois.

**g-Porte-à-faux**

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, ils sont réalisés en corps creux.

**k-Acrotère**

La toiture sera entourée d'un acrotère de 0.60[m] de hauteur, réalisé en béton armé coulé sur place ; il joue un rôle de sécurité et de garde du corps.

**l-Les balcons**

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher. Ils seront réalisés en corps creux.

**I-5:Caractéristiques mécaniques des matériaux**

Les matériaux de structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que; le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalent généralement sur le critère de résistance mécanique. Ce dernier et en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

**I-5-1:Le béton**

le béton est un matériau constitué par un mélange de ciment, de granulats(sable et gravier) et d'eau; il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours qui est notée par  $f_{c28}$ .

**✚ Résistance caractéristique à la compression**

Lorsque les sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge de « j » jours (en cours d'exécution) est inférieur à 28 jours, on se réfère à la résistance caractéristique  $f_{cj}$  obtenue au jour considéré ; qui est donnée comme suit :

- $f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28}$  pour  $f_{c28} \leq 40$  MPA
- $f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28}$  pour  $f_{c28} > 40$  MPA .....(BAEL91/A.2.1 .11)

✓ Pour notre étude on va prendre :  $f_{c28} = 25$  MPa.

**✚ Résistance caractéristique a la traction**

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

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06f_{c28} \text{ .....(BAEL91/A.2.1 .12)}$$

AN:  $f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1$ MPA

**✚ Module de déformation longitudinal du béton**

- Module de déformation longitudinal instantanée du béton

Il est utilisé pour les calculs sous chargement vertical de durée inférieure à 24 heures.

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} \dots\dots\dots (\text{Art A. 2.1.21/ BAEL 91})$$

✓ Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  Nous avons :  $E_b = 32164.2 \text{ MPa}$

- Module de déformation longitudinal différé du béton

Il est utilisé pour les chargements de longue durée, nous utilisons le module différé qui prend en compte les déformations du fluage du béton.

Le module de Young du béton dépend de sa résistance caractéristique à la compression, nous prenons un module égal à :  $E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} \text{ [MPa]}$

✓ Pour notre cas :  $f_{c28} = 25 \text{ [MPa]}$  on a  $E_d = 10819 \text{ [MPa]}$ .

- Module de déformation transversale

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

$$G = E/2 (1 + \nu) \text{ [MPa]} \dots\dots\dots (\text{BAEL 91 modifiée 99 / Art A.2.1, 3})$$

Avec : E : module de Young

$\nu$  : coefficient de poisson  $\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L)$

$\Delta d / d$  : déformation relative transversale

$\Delta L / L$  : déformation relative longitudinale

**✚ Les états limites**

Une structure doit être conçue et calculée de telle manière qu'elle doit résister à toutes les sollicitations durant sa vie, elle doit aussi présenter des sécurités vis-à-vis de sa ruine ou d'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité ou son aspect.

- Etat Limite Ultime de Résistance (E.L.U.R)

Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement.

La valeur de calcul de la résistance à la compression du béton est donnée par :

$$F_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \dots\dots\dots (\text{Art A.4.3,41/BAEL 91})$$

Avec:

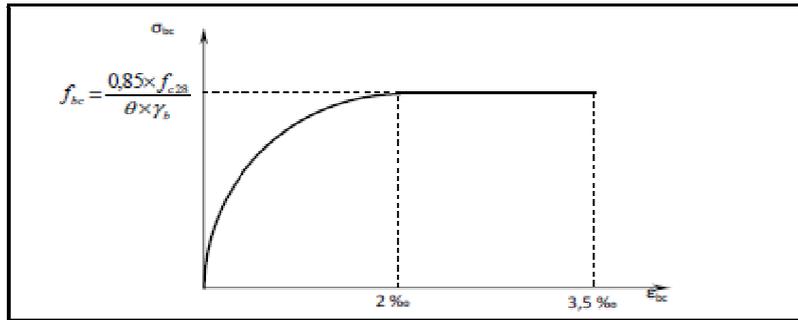
$\gamma$  : Coefficient de sécurité

$$\begin{cases} \gamma = 1.15 \text{ situation accidentelle} \\ \gamma = 1.5 \text{ situation courante} \end{cases}$$

$\theta$  : Coefficient de durée d'application des actions considérées  
 $\left\{ \begin{array}{l} \theta=1 : \text{si la durée d'application est } >24\text{h,} \\ \theta=0.85 : \text{si la durée d'application est entre 1h et 24h,} \end{array} \right.$

**dans notre cas on a  $\gamma = 1.5$  et  $\theta = 1$**

**AN:  $f_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPA}$**

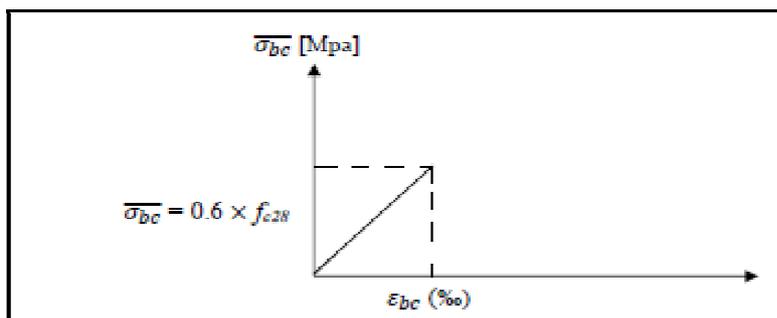


**Figure .I-5-1: Diagramme contrainte de compression, déformation à l'ELU.**

- Etat Limite de Service (E.L.S)

Consiste à équilibrer les sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites. Plus que les déformations sont faibles, alors on suppose que le béton reste dans le domaine élastique et on adopte la loi de Hooke, avec  $E_b = E_{vj}$  et :  $\nu = 0,2$ . La contrainte limite de service est donnée par :

**$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}.....(\text{BAEL 91 modifiée 99 /Art A.4.5, 2})$**



**Figure .I-5-2: Diagramme contrainte, déformation à ELS**

**✚ Contrainte limite de cisaillement**

La contrainte de cisaillement ultime notée ( $\tau$ ) pour les armatures droites [ $a = 90^\circ$ ] est donnée par les expressions suivantes:

**$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau}.....(\text{Art A.5.1.21 BAEL91 modifiées 99})$**

Avec:

V<sub>u</sub>: effort tranchant

b: largeur de la section étudiée

d: Hauteur utile

$\bar{\tau}$ : la contrainte de cisaillement admissible donnée comme suite:

$\tau_u = \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa})$  Pour une fissuration peu nuisible.

$\tau_u = \min(0,10f_{c28}; 4 \text{ MPa})$  Pour une fissuration préjudiciable.

Dans notre cas :

$\tau_u = 3,33 \text{ MPa}$  fissuration peu préjudiciable.

$\tau_u = 2,50 \text{ MPa}$  fissuration préjudiciable très préjudiciable.

### **Coefficient de Poisson**

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales.

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}} = \frac{\Delta d}{d} / \frac{\Delta l}{l} \quad \dots\dots\dots[\text{Art A.2.1.3 BAEL91 modifiées 99}].$$

Il est pris égal à :

- $\nu = 0,2$  pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).
- $\nu = 0$  pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré)

### **I-5-2:L'Acier**

L'acier est un alliage de fer et de carbone, ils sont nécessaires pour reprendre les efforts de traction et pour limiter la fissuration.

#### **A- Les différents types d'aciers utilisés dans les ouvrages en béton armé sont**

##### Les ronds lisses (aciers doux laminés à chaud)

Ces aciers se caractérisent par une surface sans aspérités d'où leur nom, et sont obtenus par laminage à chaud d'un acier doux.

Concernant leur limite d'élasticité  $f_e$ , elle est de :

Dénomination	Limite élastique $f_e$ en traction ou en compression	Utilisation
Fe E 215	215 MPa	Cadres et étriers des poutres et des poteaux,
Fe E 235	235 MPa	anneaux de levage des pièces préfabriquées

**Tab. I-5-2-1: Caractéristiques des aciers de type ronds lisses**

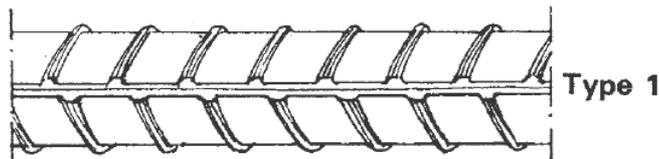
**+** Aciers à Haute adhérence (H.A)

Ces aciers sont fabriqués de manière à avoir une adhérence améliorée au béton (liaison béton-acier)

Ces aciers HA, se scindent en trois types :

- Type 1 : Aciers « naturels ».

Les barres H.A. sont obtenus par laminage à chaud d'un acier « naturellement » dur. Les caractéristiques obtenues dépendent de la composition chimique de l'acier utilisé.



- Type 2 : Aciers « écrouis » par torsion.

Les barres H.A. sont obtenues par laminage à chaud suivi d'un écrouissage par torsion à froid sans réduction sensible de section.

- Type 3 : Fils à haute adhérence .

Ce sont des aciers doux écrouis, obtenus par laminage à chaud suivi d'un écrouissage par tréfilage ou laminage à froid, avec réduction sensible de section.



Pour les aciers H.A. les limites élastiques sont de 400 ou 500 MPa selon les nuances :

Dénomination	Limite élastique fe en traction ou en compression	Utilisation
Fe E400	400MPa	-Tous travaux en béton armé -Emploi très fréquent
Fe E500	500MPa	

**Tab. I-5-2-2: Caractéristiques des aciers de type H.A.**

**+** Treillis soudés

- Ils sont constitués de ronds lisses bruts de tréfilage, assemblés rigidement par soudures électriques en mailles carrés ou rectangulaires. Ils sont manufacturés soit :

- En rouleaux standards de 50m de long, pour 2,4m de largeur et  $\Phi \leq 5\text{mm}$ .
- En panneaux standards de 3 à 5m de long, pour 2,4 de large et  $\Phi \leq 12\text{mm}$



Dénomination	Limite élastique fe en traction ou en compression	Utilisation
T.S.L (lisses)	500MPa	Dallages, planchers, murs porteurs en béton armé, éléments préfabriqués.
T.S.H.A (Haute Adhérence)	500MPa	

**Tab. I-5-2-3:Caractéristiques des treillis soudés**

Dans le présent ouvrage, nous aurons à utiliser les deux types d’armatures :

- Aciers à haute adhérence **FeE400**
- Treillis soudés **TL 500**

**Nous définissons les aciers par**

✚ Module d'élasticité longitudinale : à l’ELS, nous supposons que les aciers travaillent dans le domaine élastique. tous les types d’aciers ont le même comportement élastique, donc le même module de Young :

**Es= 200000 MPa..... Art (A.2.2,1 BAEL 91).**

**B-Contrainte limite aciers**

✚ Contrainte limite ultime

Le comportement des aciers pour les calculs à l’ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte -déformation. elle est définie par la formule suivante :

**$\bar{\sigma}_{st} = f_c / \gamma_s$ ..... Art (A.4.3,2 BAEL 91).**

avec:

- $\bar{\sigma}_{st}$  : Contrainte admissible d’élasticité de l’acier
- $f_c$ : Limite d’élasticité garantie.

on note :  $\gamma_s$  : est le coefficient de sécurité de l’acier qui a pour valeur :

- { 1,15 situation durable ou transitoire.
- { 1 situation accidentelle.

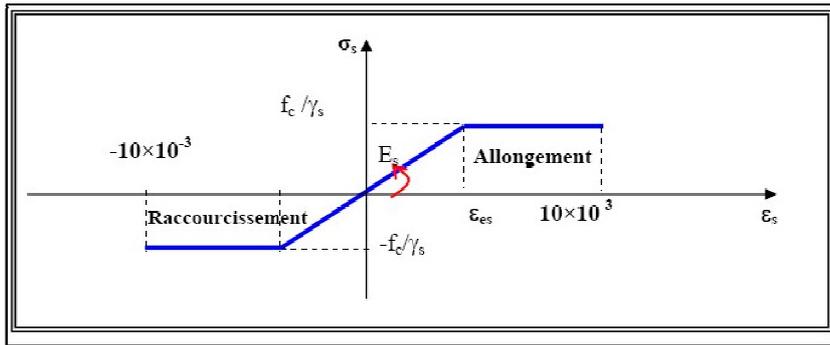


Fig. I-5-3 : Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier à l' ELU

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
fe = 400MPa	$\bar{\sigma}_{st} = 348$ MPa	$\bar{\sigma}_{st} = 400$ MPa
fe = 500MPa	$\bar{\sigma}_{st} = 452$ MPa	$\bar{\sigma}_{st} = 500$ MPa

**+** Contrainte ultime de service

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

Nous distinguons trois (03) cas de fissurations

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

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

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (3/2f_e, 110 \sqrt{\eta} f_{tj}) \dots\dots\dots \text{Art. (A.4.5, 33 BAEL91).}$$

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (1/2f_e, 90 \sqrt{\eta} f_{tj}) \dots\dots\dots \text{Art. (A.4.5, 34 BAEL91).}$$

Avec:

ftj : résistance caractéristique du béton à la traction  
 η : Coefficient de fissuration

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \text{ pour les ronds lisses} \\ \eta = 1,6 \text{ pour les HA } (\varphi \geq 6\text{mm}) \\ \eta = 1,6 \text{ pour les HA } (\varphi < 6\text{mm}) \end{array} \right.$$

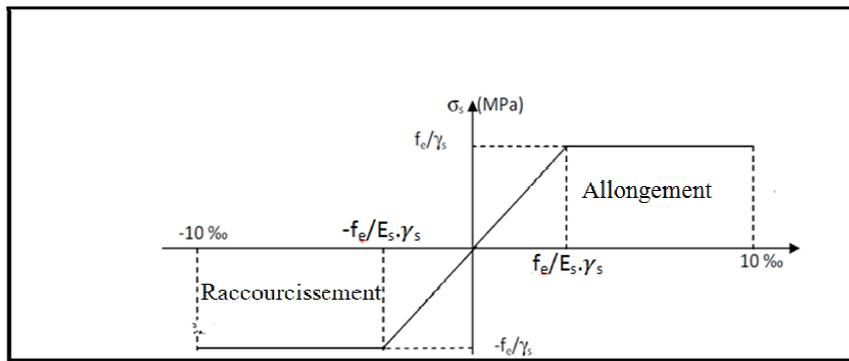


Fig. I-5-4 : Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier à l' ELS.

### C-Protection des Armatures (Art A.7.1/BAEL91)

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

Nous devons donc respecter les prescriptions suivantes :

- C = 5 cm : pour des ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux tout autre atmosphères très agressives tel les industries chimique.
- C= 3cm : pour des parois soumises à des actions agressives ; des intempéries ou à des condensations.
- C= 1cm : pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensation.

### D-Les sollicitations de calcul à l'états limites

#### Etat limite ultime

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante:

$1,35G+1,5Q$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus aux séismes, alors il faudra appliquer les règles parasismiques Algériennes qui ont prévu les combinaisons d'actions suivantes:

$G+Q\pm E$  ;  $0,8G\pm E$  Pour les poutres.

$G+Q\pm 1,2E$  Pour les poteaux.

Avec: G: charge permanente.

Q: charge d'exploitation.

E: effort de séisme.

#### Etat limite de service

La combinaison d'action suivante :  $G+Q$ .

**I-6:Conclusion**

A ce niveau, nous avons définis tous les éléments qui contiennent notre ouvrage, et les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux que nous allons utiliser lors de la construction, en respectant les règles du BAEL91/modifiées.99, et les Règles parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003).

---



Chapitre II

*Pré dimensionnement des  
éléments de la structure*

### **Introduction:**

Dans ce deuxième chapitre on s'intéressera au pré dimensionnement des différents éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles.....)cette étape est essentielle dans un projet de génie civil, elle est basé sur le principe de la descente de charge, pour déterminer l'effort revenant à chaque élément porteur dû à la charge et surcharge et aussi la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

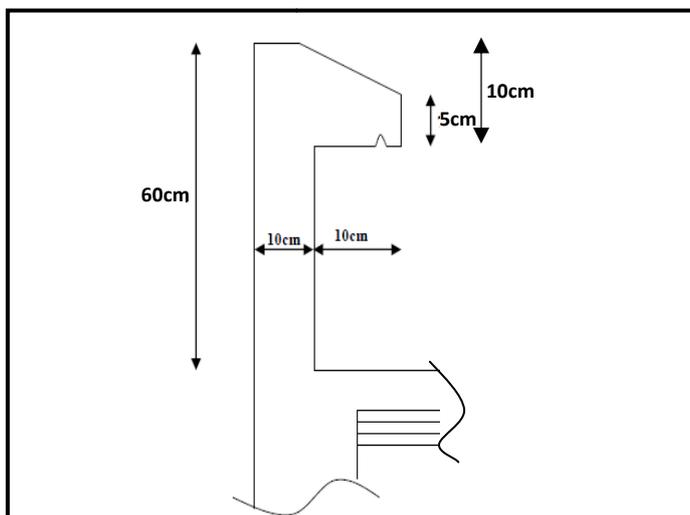
---

## **II-1:Détermination des charges permanente et surcharges d'exploitation**

### **II-1-1:Charges permanentes G**

#### ➤ **l'Acrotère**

-La hauteur de l'acrotère est égale à : 60cm



**Figure II-1-1: Coupe transversale de l'acrotère.**

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit  
le poids propre :  $G = \rho \times S$

Avec:  $\rho$ : Masse volumique du béton (KN/m<sup>3</sup>)

S : section longitudinale de l'acrotère.(m<sup>2</sup>)

AN:

$$S = (0,05 \times 0,1)/2 + (0,05 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6) = \mathbf{0,0675 \text{ m}^2}$$

$$G = 25 \times 0,0675 = \mathbf{1,6875 \text{ kN/ml}}$$

#### ➤ **Plancher en corps creux d'étage courant, RDC et l'entre sol**

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

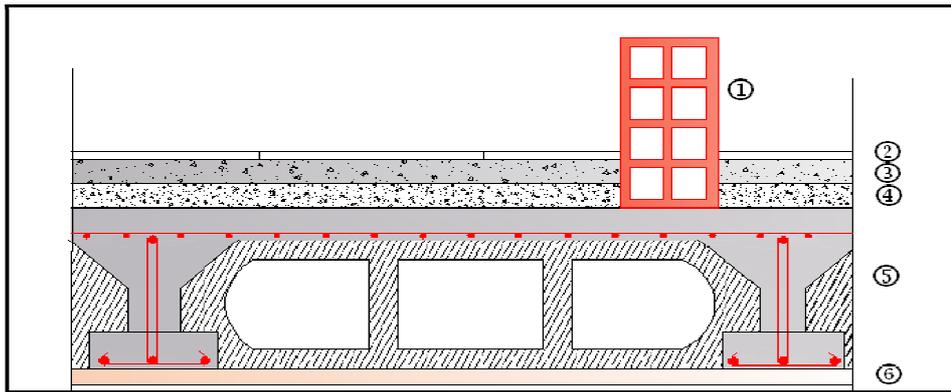


Figure. II-1-2: Coupe transversale au niveau de plancher étage courant.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Cloisons de séparation	10	9	0,9
carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,4
Lit de sable	2	18	0,36
Plancher à corps creux(16+4)	20	/	2,8
Enduit de plâtre	2	10	0,20
<b>Totale</b>			<b>5,1</b>

Tab II-1-1 : Charges permanentes du plancher d'étage courant

➤ Plancher en corps creux de la terrasse (inaccessible)

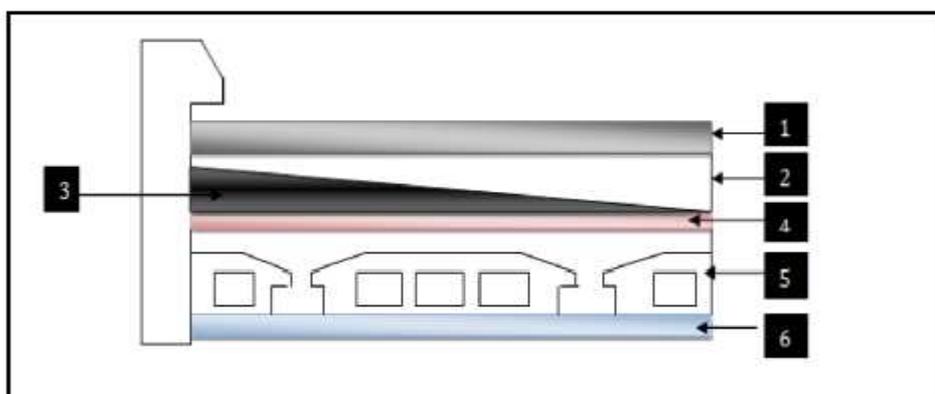


Figure .II-1-3: Coupe transversale au niveau de plancher étage terrasse.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Couche de gravillon	5	20	1,00
Etanchéité multiple	2	/	0,12
Forme de pente	8	22	1,76
Isolation thermique en liège	4	4	0,16
Plancher corps creux (16+4)	20	/	2,8
Enduit de plâtre	2	10	0,2
<b>Totale</b>			<b>6,04</b>

Tab II-1-2 : Charges permanentes du plancher terrasse.

➤ la toiture

Désignation des éléments	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Tuile mécanique à emboîtement (litage compris)	0,45
Pannes + chevrons + fixation	0,1
Maçonnerie en brique creuse avec enduit (ep = 10 cm)	0,9
<b>Totale</b>	<b>1,45</b>

Tab II-1-3: Charges permanentes de la toiture

➤ Les murs extérieures

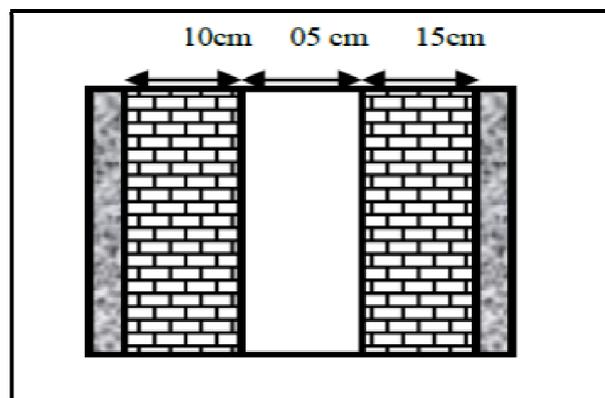


Figure. II-1-4- Murs extérieur

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit en ciment	2	22	0,44
Maçonnerie en brique creuse extérieure	10	9	0,9
Lame d'air	5	/	/
Maçonnerie en brique creuse intérieure	10	9	0,9
Enduit en plâtre	2	10	0,2
<b>Totale</b>			<b>2,44</b>

Tab-II-1-3: Charges permanentes des murs extérieurs.

➤ Les murs intérieures

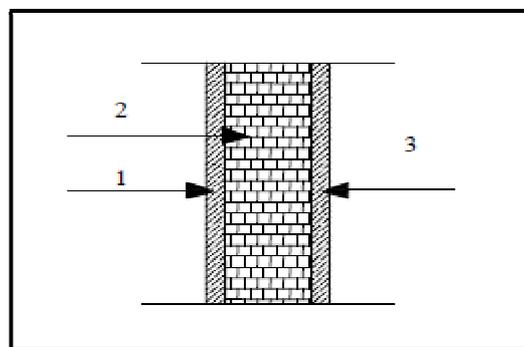


Figure .II-1-5: Coupe transversale du mur en simple cloison

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit en plâtre intérieur	2	10	0,2
Maçonnerie en brique creuse	10	9	0,9
Enduit en plâtre extérieur	2	10	0,2
<b>Totale</b>			<b>1,3</b>

Tab- II-1-4 : Charges permanentes des murs intérieurs.

➤ Les voiles

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit en ciment	2	22	0,44
Béton armé	20	25	5,00
Enduit en plâtre	2	10	0,2
<b>Totale</b>			<b>5,64</b>

Tab II-1-5 : Charges permanentes des voiles de contreventement.

➤ Les balcons en corps creux (16+4)

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,4
Lit de sable	2	18	0,36
Plancher à corps creux(16+4)	20	/	2,8
Enduit de ciment	2	18	0,36
Totale			4,32

Tab II-1-6 : Charges permanentes des balcons en corps creux.

**II-1-2:surcharge d'exploitation Q:**

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

Les éléments de la structure	surcharge Q (KN/m <sup>2</sup> )
Toiture	1
Plancher étage courant à usage d'habitation	1,5
Plancher de l'étage de service à usage bureaux	2,5
Plancher entre sol et RDC à usage commercial(boutique)	4
Escalier	2,5
Balcon	3,5
Acrotère	1

Tab II-1-7: Charges d'exploitations.

## II-2:Pré-dimensionnement des élément

### II-2-1:Les planchers en corps creux

Il se décompose en un corps creux (l'hourdi) et une dalle de compression ferrillée de treillis a soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée.

La hauteur totale du plancher doit vérifier la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \dots\dots\dots(\text{Art B.6.8.424 BAEL 91})$$

Avec:

L : porté libre maximale entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

$h_t$  : hauteur totale du plancher

AN:  $L_{\max} = 420 - 25 = 395$  cm

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} = \frac{395}{22,5} = 17,56 \text{ cm}$$

- ✓ On optera pour un plancher de  $(16+4) = 20$  cm
- ✓ Epaisseur du corps creux est de 16 cm
- ✓ Epaisseur de la dalle de compression est de 4 cm

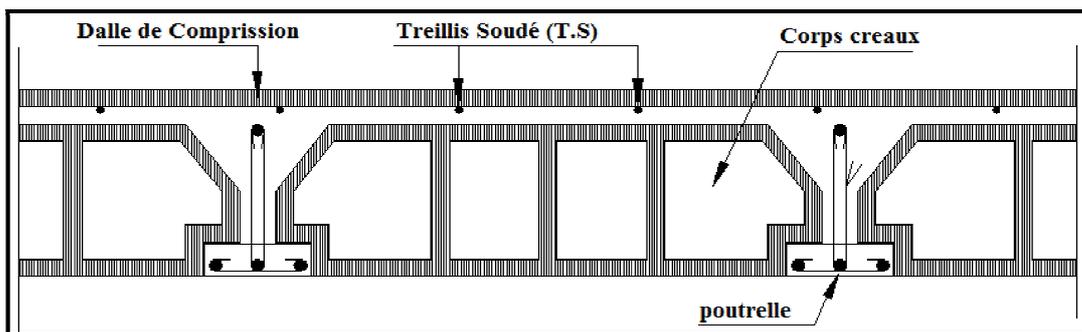


Figure II-2-1 : Schémas d'un plancher au corps creux.

### II-2-2:Les Poutres

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place, ils ont pour rôle l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Le dimensionnement de la section rectangulaire doit satisfaire les conditions suivantes :

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

Avec: h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : portée maximum entre nus d'appuis.

**Le coffrage minimum des poutres est donné par la formule suivante**

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{b > 20 \text{ cm}} \\ \mathbf{h > 30 \text{ cm}} \quad \text{.....(RPA 99/ Art 7.5.1)} \\ \mathbf{h/b < 4} \end{array} \right.$$

Nous distinguons les poutres principales qui sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi leurs appuis et les poutres secondaires qui leurs sont parallèle en assurant ainsi le chainage.

**II-2-2-1:Les Poutres Principales**

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi un appui à celles-ci:  $L_{\max} = 440 - 25 = 415 \text{ cm}$

❖ Hauteur de la PP

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

AN:  $\frac{415}{15} \leq h \leq \frac{415}{10} \rightarrow 27,67 \leq h \leq 41,5 \text{ cm}$

✓ Nous optons pour: **h = 40 cm**

❖ Largeur de la PP

$$\mathbf{0,4h \leq b \leq 0,7h}$$

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

✓ Nous optons pour: **b = 30**

**II-2-2-2:Les Poutres secondaires**

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

$$L_{\max} = 420 - 25 = 395 \text{ cm}$$

❖ Hauteur de la PS

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

AN:

$$\frac{395}{15} \leq h \leq \frac{395}{10} \rightarrow 26,33 \leq h \leq 39,5 \text{ cm}$$

✓ Nous optons pour: **h = 35 cm**

❖ Largeur de la PS

$$\mathbf{0,4h \leq b \leq 0,7h}$$

AN:

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

✓ Nous optons pour: **b = 30 cm**

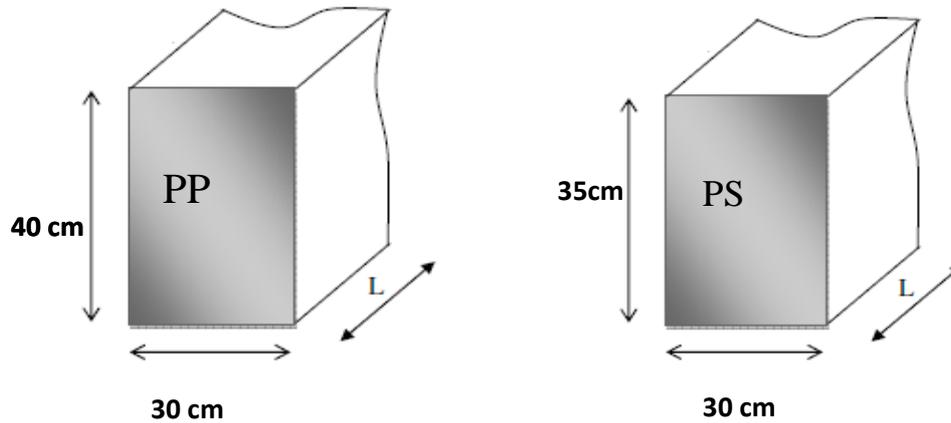


Figure II-2-2 : Dimension de la poutre principale et secondaire.

### II-2-2-3:Les Poutres palières (PPal)

La hauteur et la largeur des poutres palières est donnée par :

$$\begin{cases} L/15 \leq h_t \leq L/10 \\ 0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \end{cases}$$

Avec :

L : est la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré

$$L = 360 - 25 = 335 \text{ cm.}$$

❖ Hauteur de la PPal

$$22,33 \leq h_t \leq 33,5 \text{ cm}$$

✓ Nous prendrons :  **$h_t = 35\text{cm.}$**

❖ Largeur de la PPal

$$14 \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

✓ Nous prendrons pour plus de sécurité:  **$b = 30\text{cm.}$**

### II-2-2-4:Les Poutres de chaînage (PC)

$$\begin{cases} L/15 \leq h_t \leq L/10 \\ 0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \end{cases}$$

Avec:  $L = 420 - 25 = 395 \text{ cm}$

❖ Hauteur de la PC

$$26,33 \leq h_t \leq 39,5 \text{ cm}$$

✓ Nous prendrons :  **$h_t = 35\text{cm.}$**

❖ Largeur de la PC

$$14 \leq b \leq 24,5\text{cm}$$

✓ Nous prendrons :  **$b = 25\text{cm.}$**

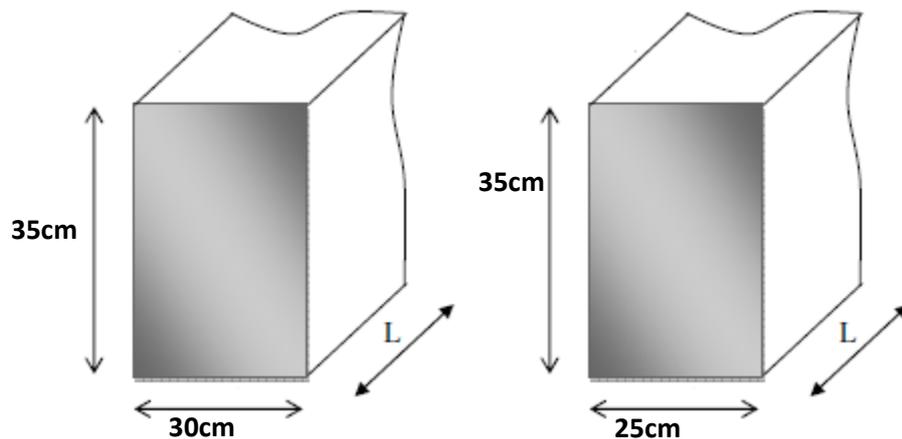


Figure II-2-3 : Dimension de la poutre palière, de chaînage

### II-2-2-5:Vérification selon le RPA 99 /version 2003

#### ❖ Poutres Principales

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

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

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

#### ❖ Poutres Secondaires

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

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

$\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm}$  On a  $\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,16 < 4 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée

#### ❖ Poutres Palière

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

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

$\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm}$  On a  $\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,16 < 4 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée

#### ❖ Poutres De Chainage et noyer

$b \geq 20 \text{ cm}$  On a  $b = 25 > 20 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée

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

$\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm}$  On a  $\frac{h}{b} = \frac{35}{25} = 1,4 < 4 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée

### II-2-3:Les Voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place qui ont pour fonction principale est d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des efforts horizontaux.

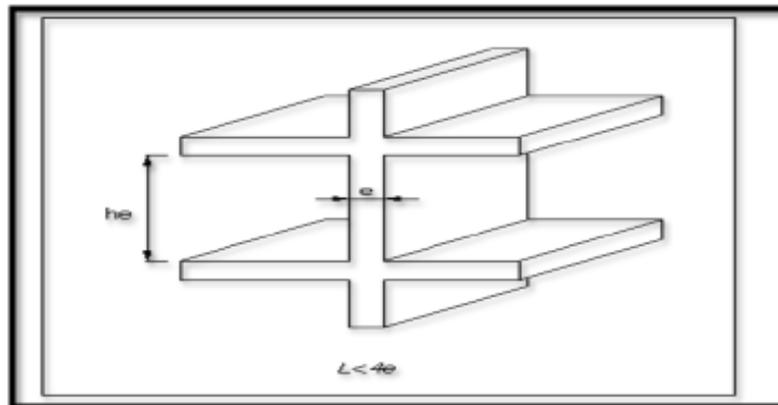


Figure II-2-4a: coupe d'un voile en élévation.

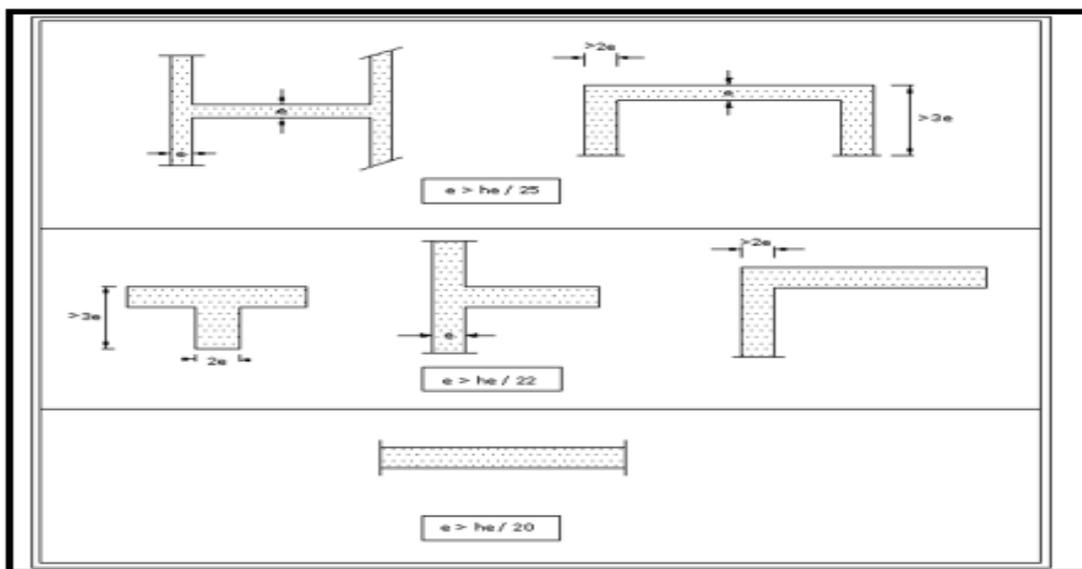


Figure II-2-4b: Coupe de voile en plan

### II-2-3-1:Prés dimensionnement

Le pré dimensionnement des voiles est défini comme suite :

$$L \geq 4 e_p \text{ .....(l'Article 7.7.1. du RPA99 version 2003)}$$

Avec :  $e_p$  : épaisseur des voiles.

$L$  : longueur min des voiles.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$e_p \geq \max (h_e/25, h_e/22, h_e/20 = h_e/20)$$

Avec:

$$h_e = h - e_p$$

$e_p$ : Epaisseur du plancher en corps creux (16+4)=20 cm

	Entre sol	RDC	Etage de service et les étages courant
<b>h<sub>e</sub>(cm)</b>	<b>340-20=320</b>	<b>408-20=388</b>	306-20=286
<b>e<sub>p</sub>(cm)</b>	16	19,4	14,3

**Tab. II-2-1 : Epaisseur des voiles**

✓ Donc on prend une épaisseur constante pour tous les voiles: **e<sub>p</sub>=20 cm**

Selon le (Art 7.7.1, RPA 99 /version 2003) la dimension d'un voile doivent satisfaire les conditions suivantes :

❖ **e<sub>p min</sub> ≥ 15 cm**

❖ **L<sub>min</sub> ≥ 4e<sub>p</sub>**

**II-2-3-2:Vérification : (R.P.A99) /version 2003**

**e<sub>p min</sub> = 20 cm > 15 cm →Condition vérifiée.**

**L<sub>min</sub> = 80 cm = 4 × 20 = 80 cm →Condition vérifiée.**

**II-2-4-Les poteaux**

Ce sont les éléments verticaux qui composent le squelette d'un bâtiment, destiné à stabiliser la structure et transmettre les charges verticales et horizontales subies par l'édifice aux fondations.

Ils sont pré-dimensionnement s'effectue à l'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N<sub>s</sub> = G + Q.

Leurs sections est donnée par :

$$v = \frac{N_d}{S \times f_{c28}} \leq 0,3 \dots\dots\dots(\text{RPA 99 /version 2003, A.7.4.3.1})$$

d'ou:

$$S = \frac{N_d}{v \times f_{c28}} = \frac{N_d}{0,3 f_{c28}}$$

Avec:

N<sub>s</sub> : effort normal revenant au poteau considéré ;

G : charges permanentes ;

Q : surcharges d'exploitations en tenant compte de la régression des surcharges.

S: section des poteaux

Avec :  $0,3 \times f_{c28} = 0,3 \times 25 = 7,5 \text{ MPa} = 0,75 \text{ KN/cm}^2$

Selon le (RPA 99 /version 2003, A.7.4.1) la dimension des sections transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

❖ **Min(b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>) ≥ 25 cm En zone IIa**

❖ **Min(b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>) ≥  $\frac{h_e}{20}$**

❖  **$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$**

Avec: h<sub>e</sub> : hauteur libre des étages

**Remarque :**

En premier lieu, nous considérons pour nos calculs la section des poteaux selon le minimum exigé par le RPA (RPA 99 version 2003/ Art 7.4.1) qui est de  $(25 \times 25)$  cm<sup>2</sup>.

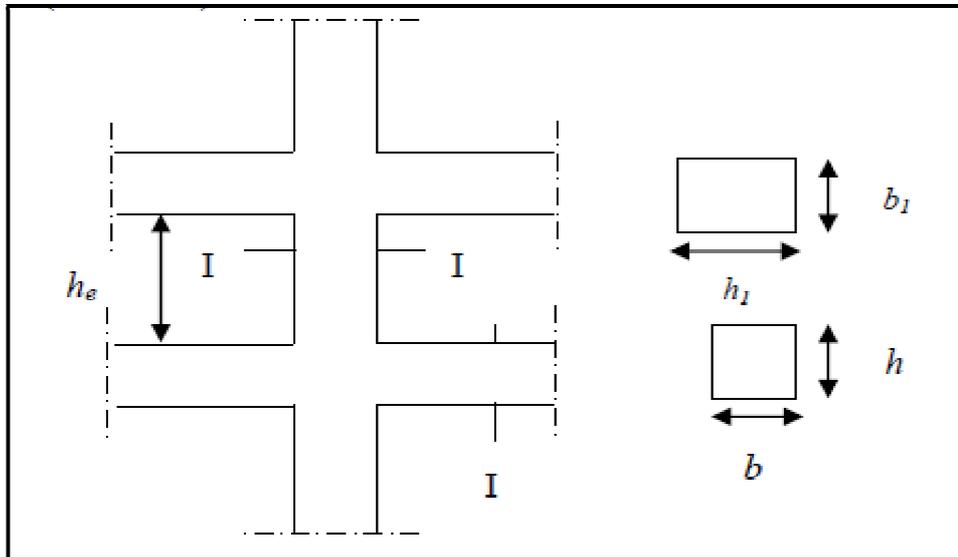


Figure II-2-5 : Sections des poteaux.

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on prend le poteau le plus chargé non lié aux voiles, du plan architectural. Ainsi, pour chaque poteau on considère:

- son poids propre.
- La charge du plancher qu'il support.
- Le poids propre des poutres qu'il support.

**II-2-4-1: Calcul de la surface d'influence**

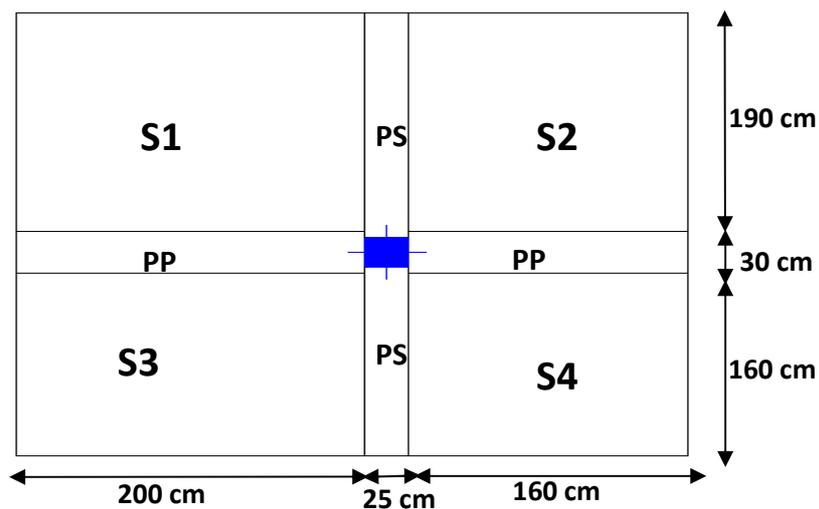


Figure II.2-6: La surface d'influence revenant au poteau le plus sollicité.

- **Section nette**

$$S_{\text{nette}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = (200 \times 190) + (160 \times 190) + (160 \times 200) + (160 \times 160) = 12,6 \text{ m}^2$$

**II-2-4-2:Calcul des poids propres des différents éléments**

- **Les poteaux** :  $P_{Pot} = S \times \rho \times h_e$

Avec:

-S : section des poteaux en zone IIa  $\geq 25$  cm (RPA 99/version 2003)

- $\rho$  : poids volumique du béton  $25 \frac{KN}{m^3}$

- $h_e$  : hauteur d'étage

- ✓ pour le RDC:  $P_{RDC}=0,25 \times 0,25 \times 25 \times 4,08=6,375$  KN
- ✓ pour l'entre sol:  $P_{entre\ sol}=0,25 \times 0,25 \times 25 \times 3,40=5,312$ KN
- ✓ pour l'étage de service et les étages courant:  $P_{Ec}=0,25 \times 0,25 \times 25 \times 3,06=4,781$ KN

- **Les poutres:**  $P_{Poutre} = (b \times h \times \rho) \times L$

Avec:  $\rho$  : poids volumique du béton  $25 \frac{KN}{m^3}$

L : longueur de la poutre

- ✓ Les poutres principales(30 × 40):

$$P_{PP} = (0,30 \times 0,40 \times 25) \times 3,6 = 10,8 \text{ KN}$$

- ✓ Les poutres secondaires (30 × 35):

$$P_{PS} = (0,35 \times 0,30 \times 25) \times 3,5 = 9,18 \text{ KN}$$

- **Les planchers**  $P_{plancher} = G_{plancher} \times S$

- ✓ Plancher étage courant et RDC et l'entre sol:  $P = 5,1 \times 12,6 = 64,26$ KN

- ✓ Plancher terrasse:  $P_t = G_{terrasse\ inaccessible} \times S = 6,04 \times 12,6 = 76,1$  KN

- **2-4-3:Les surcharges d'exploitation:**  $Q_{plancher} = Q \times S$

- ✓ Plancher terrasse:  $Q = 12,6 \times 1 = 12,6$  KN

- ✓ Plancher d'étage courant :  $Q = 12,6 \times 1,5 = 18,9$  KN

- ✓ Plancher de l'étage de service :  $Q = 12,6 \times 2,5 = 31,5$  KN

- ✓ Plancher de l'entre sol et de RDC :  $Q = 12,6 \times 4 = 50,4$  KN

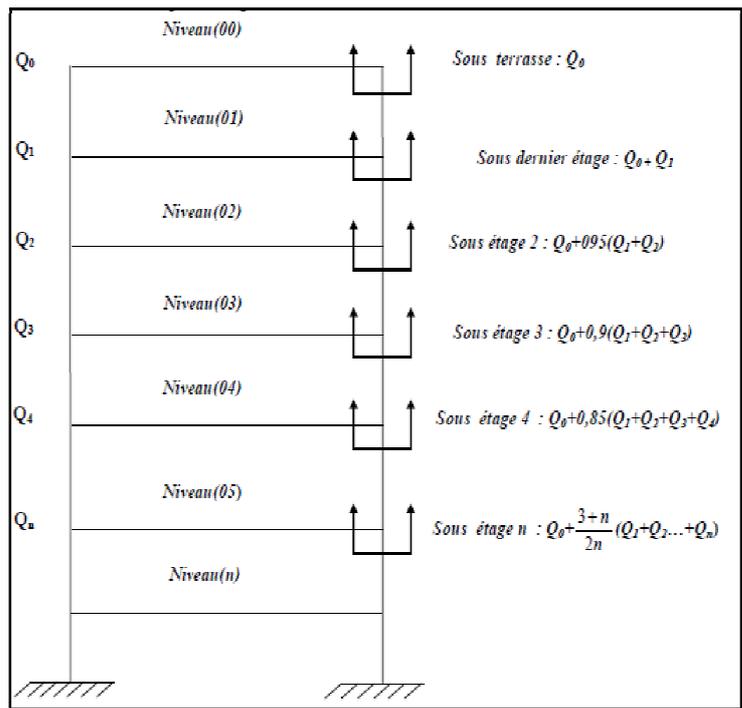
**II-2-4-3:Loi de dégression des surcharges**

D’après le règlement DTR B.C. 2.2, la de dégression des charges s’applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

Le nombre minimum de niveaux « n » pour tenir compte de cette loi est de cinq.

- En raison du nombre d’étage qui compose la structure à étudiée  $n=9 \geq 5$ , on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d’exploitation différentes.

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



✓ **Coefficient de dégression de charges (3+n / 2n)**

Niveau	T	4	3	2	1	Etage de service	RDC	Entre sol
coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714

Tab II-2-2 :Coefficients de dégression de charges.

**Surcharge cumulée**

Terrasse=  $Q_0=12,6$  KN

4ème= $Q_1= Q_0+ Q_1 =12,6+18,9= 31,5$  KN

3ème=  $Q_2 =Q_0+ 0,95(Q_1 + Q_2)=12,6 +0,95 (18,9 \times 2)=48,51$  KN

2ème = $Q_3= Q_0+ 0,90(Q_1 + Q_2+Q_3) =12,6+0,9 (18,9 \times 3)=63,63$  KN

1ere = $Q_4= Q_0+ 0,85(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4) = 12,6+0,85 (4 \times 18,9)=76,86$  KN

E.service = $Q_5 =Q_0+ 0,80(Q_1 + Q_2... + Q_4 + Q_5)= 12,6+0,80 (4 \times 18,9+31,5)=98,28$  KN

## Chapitre II : .....Pré dimensionnement des éléments de la structure

$$\text{RDC} = Q_6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 \dots + Q_5 + Q_6) = 12,6 + 0,75(4 \times 18,9 + 31,5 + 50,4) = 130,72 \text{ KN}$$

$$\text{E. sol} = Q_7 = Q_0 + 0,714(Q_1 + Q_2 \dots + Q_6 + Q_7) = 12,6 + 0,714(5 \times 18,9 + 31,5 + 50,4 \times 2) = 174,53 \text{ KN}$$

### ✓ Descente de charge

Niveaux	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitation (KN)		Effort Normal (KN)	Section (cm <sup>2</sup> )	
	Poids plancher	Poids poutre	Poids poteau	G	G <sub>c</sub>	Q	Q <sub>c</sub>	N <sub>s</sub> = G <sub>c</sub> + Q <sub>c</sub>	s ≥ $\frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	Section adoptée
T	79,76	4,78	19,98	104,52	104,52	12,6	12,6	117,12	156,16	30×40
4	68,67	4,78	19,98	93,43	197,95	18,9	31,5	229,45	305,93	30×40
3	68,67	4,78	19,98	93,43	291,38	18,9	48,51	339,89	453,18	35×45
2	68,67	4,78	19,98	93,43	384,81	18,9	63,63	448,44	597,92	35×45
1	68,67	4,78	19,98	93,43	478,24	18,9	76,86	555,1	740,13	40×50
E.service	68,67	4,78	19,98	93,43	571,67	31,5	98,28	669,95	893,27	40×50
RDC	68,67	6,37	19,98	95,02	666,7	63	130,72	797,42	1063,23	45×55
E sol	68,67	5,31	19,98	93,96	760,65	63	174,53	935,18	1246,91	45×55

Tab II.2-3 : Pré dimensionnement des poteaux.

### ✓ Vérification : (R.P.A 99):

#### 1. Vérifications relatives aux exigences du RPA :

Selon l'article (Art 7.4.1) du R.P.A 99 Version 2003 : Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone **IIa** doivent satisfaire les conditions suivant :

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

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
30x40	$\text{min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\text{min}(b, h) = 30 > 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\text{min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{30}{40} = 0,75 < 4$	
35x45	$\text{min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\text{min}(b, h) = 35 > 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\text{min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} < 35 \text{ cm}$	

	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{35}{45} = 0,77 < 4$	
40x50	$\min(b, h) \geq 25\text{cm}$	$\min(b, h) = 40 \geq 25\text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\min(b, h) \geq \frac{he}{20}$	$\frac{he}{20} = \frac{306}{20} = 15,3\text{cm} < 40\text{cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{40}{50} = 0,8 < 4$	
45x55 (RDC)	$\min(b, h) \geq 25\text{ cm}$	$\min(b, h) = 45 \geq 25\text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\min(b, h) \geq \frac{he}{20}$	$\frac{he}{20} = \frac{408}{20} = 20,4\text{cm} < 45\text{cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{45}{55} = 0,82 < 4$	
45x55 (E.sol)	$\min(b, h) \geq 25\text{ cm}$	$\min(b, h) = 45 \geq 25\text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\min(b, h) \geq \frac{he}{20}$	$\frac{he}{20} = \frac{340}{20} = 17\text{cm} < 45\text{cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{45}{55} = 0,82 < 4$	

Tab II-2-4 : Vermification aux RPA.

### II-3: Vérification 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 ( $L_f = 0,7 l_0$ )

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

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

$l_0$  : longueur libre du poteau.

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

Niveaux	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	Condition
T	30	40	160000	1200	11,55	306	214,2	18,54	condition vérifiée
4	30	40	160000	1200	11,55	306	214,2	18,54	condition vérifiée
3	35	45	265781,25	1575	12,99	306	214,2	16,48	condition vérifiée
2	35	45	265781,25	1575	12,99	306	214,2	16,48	condition vérifiée
1	40	50	416666,67	2000	14,43	306	214,2	14,84	condition vérifiée

E.service	40	50	416666,67	2000	14,43	306	214,2	14,84	condition vérifiée
RDC	45	55	623906,25	2475	15,87	408	285,6	17,99	condition vérifiée
E sol	45	55	623906,25	2475	15,87	340	238	17,99	condition vérifiée

**Tab II-3-1 : Vérification du flambement des poteaux.**

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

## **II-4:Conclusion**

Les différentes règles, lois de document technique nous ont permis de pré dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

**-Hauteur du plancher en corps creux :  $h_t=20\text{cm}$**

**-Epaisseur des voiles:  $e_p=20\text{cm}$**

**-Section des poutres:**

- poutres principales(30×40)
- poutres secondaire(30×35)
- poutre de chainage(25×35)
- poutre palière(25 ×30)

**-Section des poteaux:**

- RDC et l'entre sol (45×55)
  - L'étage de service et l'étage 1 (40×50)
  - L'étage 2&3 (35×45)
  - L'étage 4&Terrasse (30 ×40)
-

A circular collage of technical drawings, a calculator, and drafting tools. The collage features various engineering sketches, including a large cylindrical component, a gear, and a complex assembly. A digital calculator is prominently displayed in the lower right, showing the number 32507316 on its screen. Drafting tools like a compass, pencil, and eraser are also visible. The entire scene is rendered in a monochromatic orange-brown color scheme.

## Chapitre III

### *Calcul des éléments secondaire*

## **Introduction:**

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

---

## **III-1:Calcul de l'Acrotère**

### **III-1-1:Définition**

L'acrotère est une construction complémentaire sur la plancher terrasse ayant pour objectif d'étanchéité et destinée essentiellement à protéger les personnes contre la chute.

L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encadrée au plancher, terrasse, la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

Son ferrailage se calcul sous l'effet d'un effort normal qui est son poids propre « G », et la charge « Q =1 KN» appelée poussée de la main courante, provoquant un moment de renversement M dans la section d'encastrement.

### **III-1-2:Hypothèse de calcul**

- L'acrotère est sollicité en flexion composée à L'ELU et à L'ELS.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de 1m.

### **III-1-3:Dimensionnement**

-Hauteur=60cm.

-Epaisseur=10cm

-L'enrobage=3 cm

-La surface = 0,0675 m<sup>2</sup>

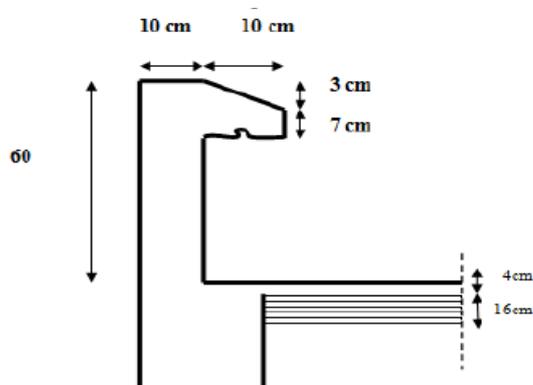


Figure III-1-1 : Coupe transversale de l'acrotère.

**III-1-2: Calcul des efforts internes**

On a la charge permanente et d'exploitation de l'acrotère déjà déterminer dans le chapitre précédent égale à :

**G=1,687 KN/ml**

**Q=1 KN/ml**

-Moment de renversement M dû à la surcharge Q :

**$M_Q = Q \times H = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KNm}$**

-Effort tranchant :

**$T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$**

-Effort normal du au poids propre G :

**$N = G \times 1 \text{ ml} = 1,687 \text{ KN}$**

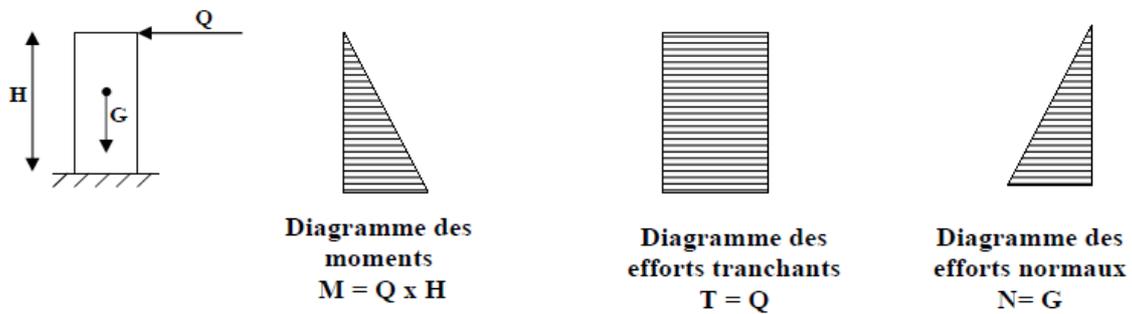


Figure III-1-2: Diagramme des efforts internes

**III-1-3: Combinaison des charges**

- **A l'ELU:  $q_u = 1,35G + 1,5 Q$**

-L'effort normal:  **$N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,687 = 2,28 \text{ KN}$**

-l'effort tranchant:  **$T_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$**

-Moment de flexion :  **$M_u = 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KNm}$**

- **A l'ELS:  $q_u = G + Q$**

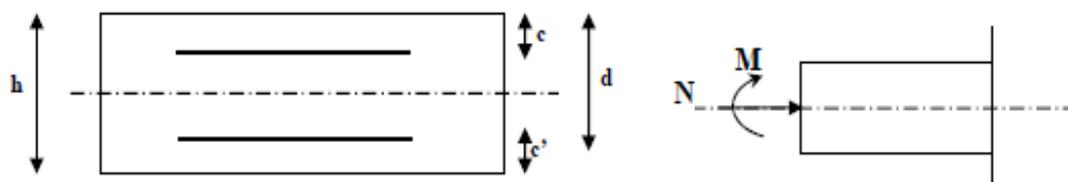
-L'effort normal:  **$N_s = G = 1,687 \text{ KN}$**

-l'effort tranchant:  **$T_s = Q = 1 \text{ KN}$**

-Moment de flexion :  **$M_s = M_Q = 0,6 \text{ KNm}$**

**III-1-4: Ferrailage de l'acrotère**

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée.



Avec:

h : épaisseur de la section,

c et c' : l'enrobage,

d = h - c : hauteur utile,

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

• **Calcul de l'excentricité à l'ELU :**

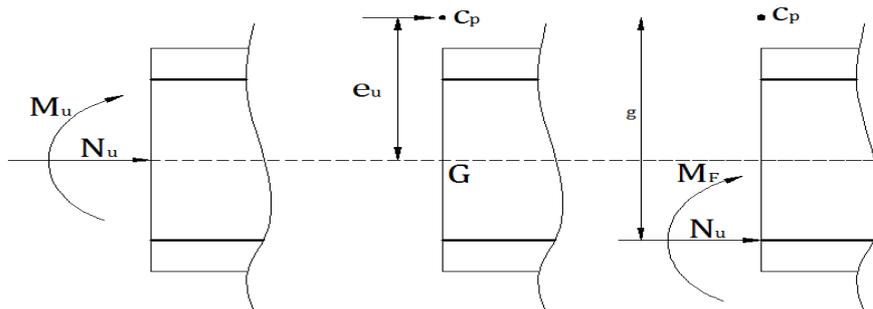
On a: 
$$e_u = M_u / N_u$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{AN: } e_u = 0,9 / 2,28 = 0,39 \text{ m} = 0,4 \text{ m} \\ h/2 - c = 10/2 - 3 = 2 \text{ cm} \end{array} \right\} e_u > h/2 - c$$

**Conclusion:**

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, et N est un effort de compression. Donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif, puis se ramène à la flexion composée.

• **Calcul en flexion simple :**



Moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u(h/2 - c) = 0,9 + 2,28 \left( \frac{0,10}{2} - 0,03 \right) = 0,9456 \text{ KN.m}$$

Moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{cb}} = \frac{0,9456 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,0136 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,927$$

Armatures fictives:

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{bc}} = \frac{0,9456 \times 10^3}{0,927 \times 7 \times 348} = 0,418 \text{ cm}^2$$

• **Calcul en flexion composée:**

La section réelle des armatures :

$$A_s = A_f - N_u / \sigma_{st} = 0,42 - 2,28 / 34,8 = 0,354 \text{ cm}^2$$

### **III-1-5: Vérification**

#### **III-1-5-1: Vérification à l'ELU**

1-Condition de non fragilité : BAEL 91/(Art A.4.2.1):

On doit vérifier que :  $A_s \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \left[ \frac{e_s - 0,455d}{e_s - 0,185d} \right]$

- Calcul de l'excentricité  $e_s$ :

On a:  $e_s = M_s / N_s$

AN:  $e_s = 0,6 / 1,687 = 0,36$  m

Alors:  $A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 7 \times 2,1 / 400 \left[ \frac{36 - 0,455 \times 7}{36 - 0,185 \times 7} \right] = 0,799$  cm<sup>2</sup>

**on constate que:  $A_s = 0,354$  cm<sup>2</sup> <  $A_{\min} = 0,799$  cm<sup>2</sup> → condition non vérifier**

✓ **donc on adoptera une section  $A_s = A_{\min} = 0,799$  cm<sup>2</sup> soit alors 4HA8=2,01cm<sup>2</sup>**

- Armatures de répartition  $A_r$ :

$A_r = A / 4 = 2,01 / 4 = 0,5$  cm<sup>2</sup>

✓ Soit **5HA8 = 2,51 cm<sup>2</sup>**

2-Vérification au cisaillement (BAEL 91/Art 5-1-1):

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

Dans notre cas on a une fissuration préjudiciable:

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\tau}_u = \min(0,15f_{c28}/\gamma_b; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \\ \tau_u = V_u / bd = 1,5 \times 10 / 100 \times 7 = 0,0214 \text{ MPa} \end{array} \right\} \tau_u \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \text{condition vérifier}$$

**Conclusion :** comme le cisaillement est vérifier alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3-Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91/Art A. 6.1.3):

On doit vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$

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

Avec:  $\Psi_s$  : Coefficient de scellement

$$\Psi_s = \begin{cases} 1,5 & \text{pour les Haute adhérence} \\ 1 & \text{pour les ronds lisse} \end{cases}$$

et: 
$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i}$$

Avec :  $\sum u_i$  : somme de périmètres utiles de barres.

AN:

- $u_i = n \pi \Phi = 4 \pi \times 0,8 = 10,50 \text{ cm}$

- $\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 100,5} = 0,237 \text{ MPa}$

✓ **on conclue que** :  $\tau_{se} = 0,237 \text{ MPa} < \tau_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow$  **condition vérifier**

Donc Il n'ya pas de risque d'entrainement des barres, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

#### 4-Longueur de scellement droit : (BAEL91/Art A.6.2.21)

On a  $l_s = 40 \Phi$  pour FeE400

$l_s = 50 \Phi$  pour FeE500 et les ronds lisses.

Dans notre cas : FeE 400  $\rightarrow l_s = 40 \Phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}$

#### 5-Espacement des barres :

- Armature principale :  $St \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 30 \text{ cm}$

**on prend** :  $St = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \rightarrow$  **condition vérifier**

- Armature de répartition :  $St \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 40\text{cm}$

**on prend** :  $St = 25\text{cm} < 40 \text{ cm} \rightarrow$  **condition vérifier**

### III-1-5-2:Vérification à l'ELS

#### 1-Vérification des contraintes :

L'acrotère est un élément très expose aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable on doit donc vérifier les conditions suivante :

#### 1-A: Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier :

On doit vérifier que : 
$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

On a :  $\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 2/3 f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta} \cdot f_{c28}) \}$  pour une fissuration préjudiciable

Avec :  $\eta$  : coefficient de fissuration {  $\eta = 1.6 \text{ H.A} ; \eta = 1 \text{ r.l}$  }

Dans notre cas :  $\eta = 1.6$

AN:  $\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266.6, \max(200, 201.63) \} \rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$ .

et: 
$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_u \beta_1 d}$$

$\rho_1 = 100 \times A_{st} / b \times d = 100 \times 2.01 / 100 \times 7 = 0.287$

$\rho_1 = 0.287 \rightarrow \beta_1 = 0.915$

AN:  $\sigma_{st}=0.6 \times 10^3 / 0.915 \times 7 \times 2.01 = 46,61 \text{ MPa}$

✓  $\sigma_{st} = 46,61 \text{ MPa} < \sigma_{st} \equiv 201.63 \text{ MPa} \rightarrow$  Condition vérifiée.

1-B-Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

On doit vérifier que :  $\sigma_b \leq \sigma_b = 0,6 f_{c28}$

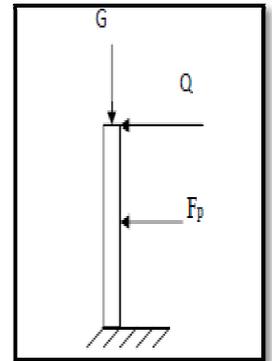
AN:  $\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

et:  $\sigma_b = \sigma_{st} \cdot K_1$

$$\left. \begin{array}{l} \text{avec: } K_1 = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} \\ \alpha = 3(1-\beta) = 3(1-0.914) = 0,258 \end{array} \right\} K_1 = \frac{0,258}{15(1-0,258)} = 0,023$$

AN:  $\sigma_{bc} = 46,66 \times 0,023 = 1,0732 \text{ MPa}$

✓  $\sigma_b = 1,0732 < \sigma_b \equiv 15 \rightarrow$  Condition vérifiée



**III-1-6: Vérification de l'acrotère au séisme (RPA 99. Art 6.2.3)**

On doit vérifier que :  $F_p \leq Q$

L'RPA99 version 2003 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques à l'aide de la formule suivante :

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

Avec :

➤ A : Coefficient d'accélération de zone

-Pour une zone IIa, groupe d'usage 2 on a :  $A = 0.15$  (RPA version 2003/Art 4.2.3 tab 4-1)

➤  $C_p$  : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (Art 6.2.3 tab 6-1)

Dans notre cas (élément en console) :  $C_p = 0.8$

➤  $W_p$  : Poids de l'acrotère = 1,687 kN/ml

AN:  $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.687 = 0,809 \text{ [kN/ml]}$ .

✓  $F_p = 0.809 \text{ kN/ml} < Q = 1 \text{ kN/ml} \rightarrow$  La condition est vérifiée.

Alors il est inutile de calculer l'acrotère au séisme.

**III-1-7:conclusion**

Suite aux différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons pour le ferrailage de l'acrotère celui adopté précédemment :

- **Armatures principales : 4HA8 avec un espacement  $St = 25\text{cm}$ .**
  - **Armatures de répartitions : 5HA8 avec un espacement  $St = 25\text{cm}$ .**
-

### III-2:Calcul des planchers en corps creux

Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux :

- ✚ les corps creux ou "entrevous" qui servent de coffrage perdu.
- ✚ les poutrelles en béton armé qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures.
- ✚ une dalle de compression armée coulée sur les corps creux qui reprend les efforts de compression.

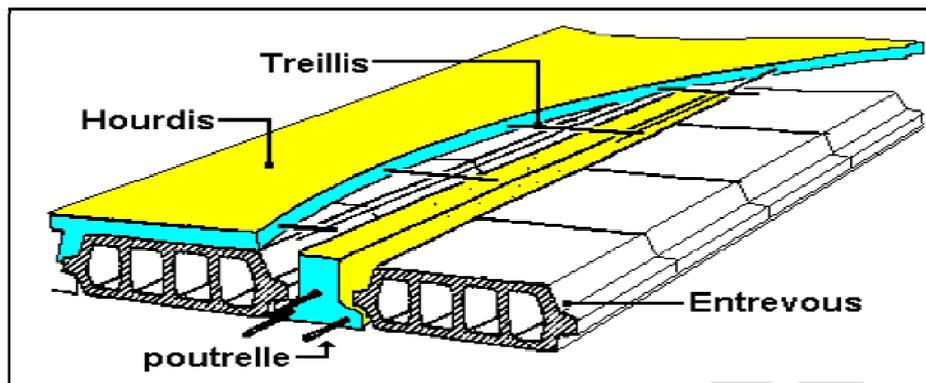


Figure III-2-1: Coupe verticale d'un plancher en corps creux.

Le calcul sera fait pour deux éléments :

- Les poutrelles
- La dalle de compression

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

##### Ferrailage:

La dalle de compression de 4 cm doit être armée de quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

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

1-1:Armatures perpendiculaires aux poutrelles :  $A_{\perp} \geq \frac{4l}{f_e}$

Avec :  $l = 65$  cm: distance entre axes des poutrelles.

$f_e = 500$  MPa : Limite d'élasticité.

$$\underline{\text{AN}}: A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{500} = 0,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_{\perp} = 5\text{TS5} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement  $S_t = 15$  cm

1-2:Armatures parallèles aux poutrelles.  $A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$

$$\underline{\text{AN}}: A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\parallel} = 5\text{T5} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement  $S_t = 15$  cm

- ✓ On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé : un treillis soudé TSØ5(150×150)

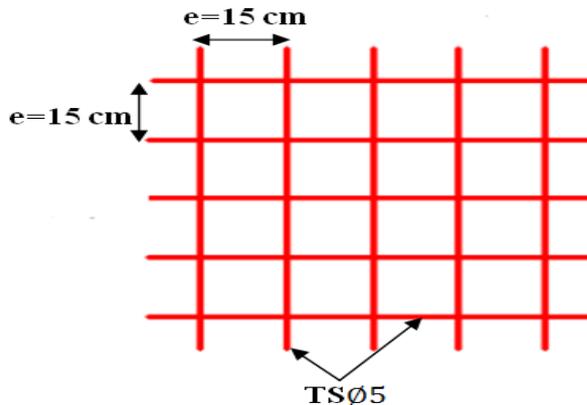


Figure. III-2-2: Schéma du treillis soudé.

### III-2-2:Etude des poutrelles

#### III-2-2-1:Dimensionnement de la table de compression

La largeur de la table de compression à prendre en compte de chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limité par la plus restrictive des conditions ci-après :

$$b_1 \leq \min \left( \frac{L}{10}; \frac{L' - b_0}{2} \right)$$

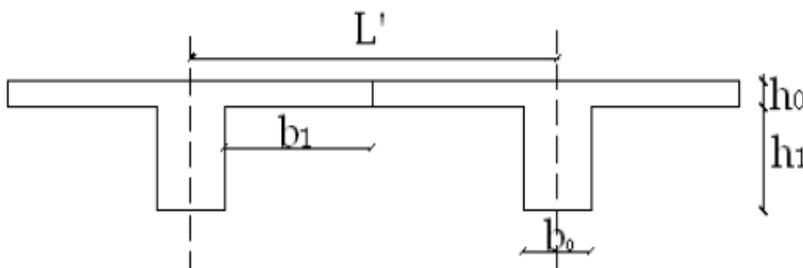


Figure III-2-3: Coupe vertical d'une poutrelle.

Avec:

- $b_0$  : Largeur de la nervure  $b_0 = 12$  cm.
- $L'$  : Distance entre axes des poutrelles  $L'=65$  cm
- $L$  : Longueur de la plus grande travée  $L = 4.20$ m.
- $h_0$  : épaisseur de la dalle de compression  $h_0 = 4$ cm.
- $h_1$ : épaisseur du corps creux  $h_1=16$  cm

AN:  $b_1 \leq \min \left( \frac{420}{10}; \frac{65-12}{2} \right) = \min(42 \text{ cm}; 26,5 \text{ cm}) = 26,5 \text{ cm}$

✓ On prend :  $b_1 = 26,5$  cm

$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 0,12 = 65$  cm → condition vérifier

• III-2-2-2:Calcul des poutrelles.

Le calcul des poutrelles se fera pour une bande de **1m** et sur deux étapes :

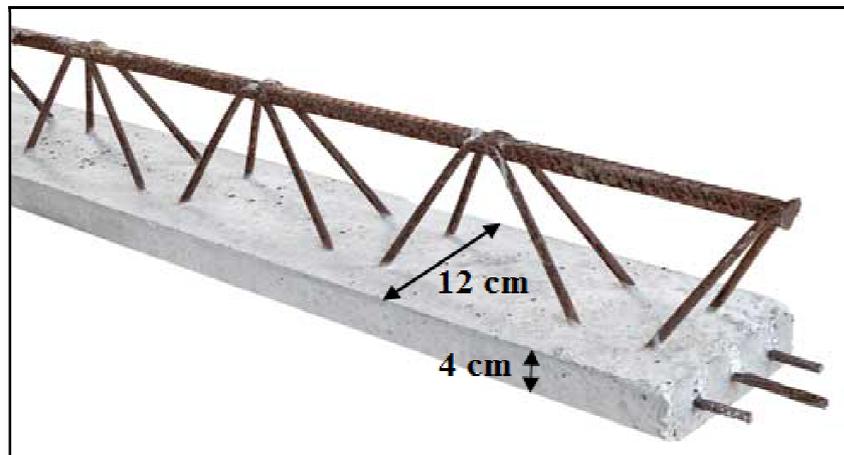


Figure III-2-4: Image correspond à une poutrelle.

**1<sup>er</sup> Etape : avant le coulage**

Avant le coulage du béton de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée, elle supporte son poids propre, le poids de corps creux et la surcharge de l'ouvrier

- Poids propre de la poutrelle :  $G_p = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- Poids propre de corps creux:  $G_c = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$
- Poids propre totale :  $G_t = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml}$
- La surcharge de l'ouvrier :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

➤ Combinaison des charges :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 0,74 + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

➤ Ferraillage à l'état limite ultime (E.L.U)

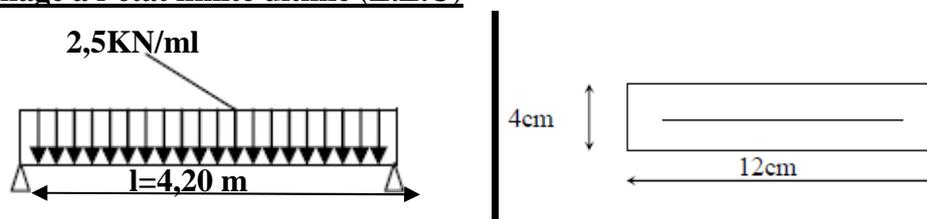


Figure III-2-5: Schéma statique de la poutrelle.

- Calcul de moment :  $M_t = q_u \frac{l^2}{8} = 2,5 \times \frac{4,20^2}{8} = 5,51 \text{ KN m.}$
- Calcul effort tranchant :  $T_u = q_u \frac{L}{2} = 2,5 \times \frac{4,20}{2} = 5,25 \text{ KN m.}$

Calcul des Armatures :

$b = 12 \text{ cm} ; d = h_0 - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm} ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}.$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{5,51 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 8,083 > \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.D.A}$$

✓ Comme la hauteur (4cm) de la poutrelle est faible pour placer les armatures de compression, il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de manière à ce que les armatures de compression ne soient pas nécessaire.

**2<sup>ème</sup> Etape : Après le coulage de la dalle de compression:**

Après le coulage du béton, la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en T reposant sur plusieurs appuis, avec une charge permanente et une surcharge uniformément réparties.

• Choix de la méthode :

Les efforts interne sont déterminer, Selon le type de plancher, à l'aide des méthodes suivants :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

**Méthode forfaitaire :**

Il s'agit d'une méthode simplifier de calcul applicable aux planchers à surcharges modérées ; tels que les plancher des constructions courantes comme les bâtiments à usage d'habitation , bureaux, d'enseignement...

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct, suivant le **BAEL91**, on peut appliquer cette méthode si les conditions suivantes est vérifier:

➤ Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire: (Art B.6.2.210 BAEL 91 modifiée99).

**1<sup>ère</sup> condition:**  $Q \leq \min \left( 2G ; 5 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} \right)$

▪ plancher étage courant et RDC et l'entre sol:

$$Q = 1,5 \text{ KN/ml} < \min(10,9 \text{ KN/ml} ; 5 \text{ KN/ml}) = 5 \text{ KN/ml} \rightarrow \text{C. V}$$

▪ plancher terrasse:

$$Q = 1,5 \text{ KN/ml} < \min(11,98 \text{ KN/ml} ; 5 \text{ KN/ml}) = 5 \text{ KN/ml} \rightarrow \text{C. V}$$

▪ plancher étage de service:

$$Q = 2,5 \text{ KN/ml} < \min(10,9 \text{ KN/ml} ; 5 \text{ KN/ml}) = 5 \text{ KN/ml} \rightarrow \text{C. V}$$

**2<sup>ème</sup> condition:**

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées → Condition vérifiée.

**3<sup>ème</sup> condition:**

La fissuration est considérée comme non préjudiciable → Condition vérifiée.

**4<sup>ème</sup> condition:**

Le rapport des portées successives doit être compris entre :  $0,8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1,25.$

$$\frac{3,20}{4,20} = 0,76 \in [0,8 ; 1,25] \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

⇒ la méthode forfaitaire ne peut pas être appliquée ⇒ donc on utilise la méthode de CAQUOT minorée; cependant il faut réduire les moments sur appuis en remplaçant la charge permanente G du plancher par  $G' = 2/3 G$ .

**Méthode de Caquot:**

➤ Domaine d'application :

La méthode s'applique essentiellement aux poutres - planchers des constructions industrielles, c'est-à-dire pour des charges d'exploitation élevées :  $Q > 2g$  ou  $5\text{KN/m}^2$ , Elle peut aussi s'appliquer lorsqu'une des trois conditions de la méthode Forfaitaire n'est pas validée.

➤ Principe de la méthode:

La méthode proposée par Albert Caquot tient compte :

\_ de la variation du moment d'inertie due aux variations de la largeur de la table de compression, en réduisant légèrement les moments sur appui et en augmentant proportionnellement ceux en travée.

\_ de l'amortissement de l'effet des chargements des poutres en BA, en ne considérant que les travées voisines de l'appui pour déterminer le moment sur appui.

**1-Les sollicitations :**

• Evaluation des charges :

En réduisant les moments sur appuis dues aux charges permanentes par un coefficient réducteur (2/3) d'après BAEL 91 modifié 99.

ELU:  $q_u \text{ réduit} = 0.65 (1,35 \times \frac{2}{3} G + 1,5Q)$

ELS:  $q_s \text{ réduit} = 0.65 (\frac{2}{3} G + Q)$

ELU:  $q_u \text{ réel} = 0.65 (1,35G + 1,5Q)$

ELS:  $q_s \text{ réel} = 0.65 (G + Q)$

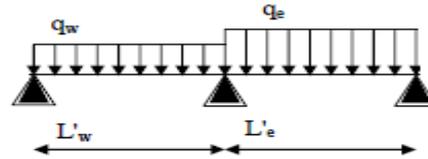
				Aux appuis		En travées	
	G KN/ml	G'=2/3G KN/ml	Q KN/ml	q <sub>u</sub> réduit KN/ml	q <sub>s</sub> réduit KN/ml	q <sub>u</sub> réel KN/ml	q <sub>s</sub> réel KN/ml
Plancher terrasse	5,99	4	1,5	4,97	3,57	6,72	4,87
Plancher Etage courant	5,45	3,36	1,5	4,41	3,16	6,24	4,52
Plancher Etage service	5,45	3,36	2,5	5,38	3,81	7,22	5,17
Plancher RDC et Entre sol	5,45	3,36	5	7,82	5,43	9,66	6,79

**Tab. III-2-1: Evaluation des charges des plancher des différents étages.**

**Calcul à L'ELU:**

**Moments sur appuis:**

$$M_a = - \frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8,5(l'_w + l'_e)} \quad (\text{en valeur absolue})$$



Avec:

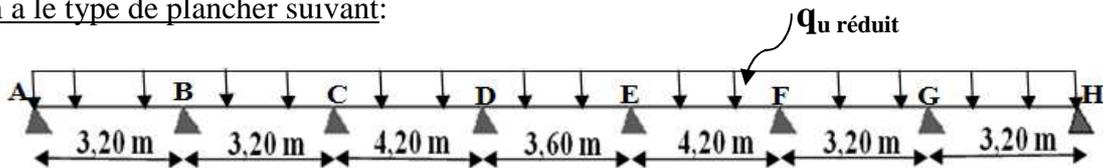
$l'_w, l'_e$ : longueur fictives de gauche et droite d'une travée considéré

$q_w, q_e$ : chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement.

$l' = 1$  pour les deux travées de rive.

$l' = 0.8 l$  pour les travées intermédiaires.

On a le type de plancher suivant:



AN:

Plancher terrasse:

AN:

$$M_A = \left| \frac{0 + 4,97 \times (3,20)^3}{8,5 \times 3,20} \right| = 5,99 \text{ KNm} = M_H$$

$$M_B = \left| \frac{4,97 \times (3,20)^3 + 4,97 \times (2,56)^3}{8,5(3,20 + 2,56)} \right| = 5,03 \text{ KNm} = M_G$$

$$M_C = \left| \frac{4,97 \times (2,56)^3 + 4,97 \times (3,36)^3}{8,5(2,56 + 3,36)} \right| = 5,40 \text{ KNm} = M_F$$

$$M_D = \left| \frac{4,97 \times (3,36)^3 + 4,97 \times (2,88)^3}{8,5(3,36 + 2,88)} \right| = 5,79 \text{ KNm} = M_E$$

Plancher des étages courants:

AN:

$$M_A = \left| \frac{0 + 4,41 \times (3,20)^3}{8,5 \times 3,20} \right| = 5,31 \text{ KNm} = M_H$$

$$M_B = \left| \frac{4,41 \times (3,20)^3 + 4,41 \times (2,56)^3}{8,5(3,20 + 2,56)} \right| = 4,46 \text{ KNm} = M_G$$

$$M_C = \left| \frac{4,41 \times (2,56)^3 + 4,41 \times (3,36)^3}{8,5(2,56 + 3,36)} \right| = 4,79 \text{ KNm} = M_F$$

$$M_D = \left| \frac{4,41 \times (3,36)^3 + 4,41 \times (2,88)^3}{8,5(3,36 + 2,88)} \right| = 5,14 \text{ KNm} = M_E$$

Plancher d'étage de service:

AN:

$$M_A = \left| \frac{0 + 5,38 \times (3,20)^3}{8,5 \times 3,20} \right| = 6,48 \text{ KNm} = M_H$$

$$M_B = \left| \frac{5,38 \times (3,20)^3 + 5,38 \times (2,56)^3}{8,5(3,20 + 2,56)} \right| = 5,44 \text{ KNm} = M_G$$

$$M_C = \left| \frac{5,38 \times (2,56)^3 + 5,38 \times (3,36)^3}{8,5(2,56 + 3,36)} \right| = 5,85 \text{ KNm} = M_F$$

$$M_D = \left| \frac{5,38 \times (3,36)^3 + 5,38 \times (2,88)^3}{8,5(3,36 + 2,88)} \right| = 6,27 \text{ KNm} = M_E$$

Plancher de RDC et l'entre sol:

AN:

$$M_A = \left| \frac{0 + 7,82 \times (3,20)^3}{8,5 \times 3,20} \right| = 9,42 \text{ KNm} = M_H$$

$$M_B = \left| \frac{7,82 \times (3,20)^3 + 7,82 \times (2,56)^3}{8,5(3,20 + 2,56)} \right| = 7,91 \text{ KNm} = M_G$$

$$M_C = \left| \frac{7,82 \times (2,56)^3 + 7,82 \times (3,36)^3}{8,5(2,56 + 3,36)} \right| = 8,50 \text{ KNm} = M_F$$

$$M_D = \left| \frac{7,82 \times (3,36)^3 + 7,82 \times (2,88)^3}{8,5(3,36 + 2,88)} \right| = 9,11 \text{ KNm} = M_E$$

✚ Moment de flexion maximal en travée:  $M_t(x) = \frac{q \cdot x}{2} (l - x) + M_i \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_{(i+1)} \frac{x}{l}$

Avec:  $x = \frac{l}{2} + \frac{M_{(i+1)} - M_i}{ql}$

✚ Efforts tranchants:  $V(x) = \frac{ql}{2} - qx + \frac{M_{(i+1)} - M_i}{l}$

Avec :

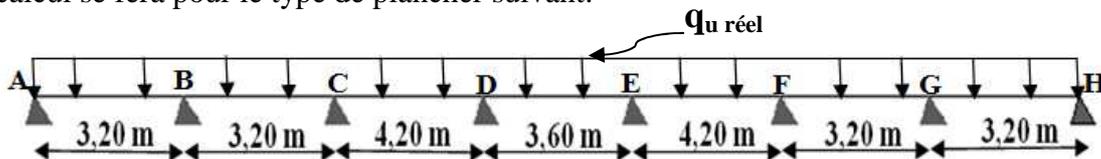
$M_i$ : moment en appui (i) de la travée considérée.

$M_{(i+1)}$ : moment en appui(i+1) de la travée considérée.

$l$  : portée de la travée.

Remarque:  $M_i$  et  $M_{(i+1)}$  apprendre avec leurs signe

le calcul se fera pour le type de plancher suivant:



Pour le plancher terrasse:

Travées	l(m)	$q_u$ réel	$M_i$ (KN.m)	$M_{(i+1)}$ (KN.m)	V (KN)	X (m)	$M_t(x)$ (KN.m)
A-B	3,20	6,72	5,99	5,03	$V_A=11,05$ $V_B=-10,45$	1,64	3,09
B-C	3,20	6,72	5,03	5,40	$V_B=10,64$ $V_C=-10,87$	1,58	3,39
C-D	4,20	6,72	5,40	5,79	$V_C=14,02$ $V_D=-14,20$	2,09	9,22
D-E	3,60	6,72	5,79	5,79	$V_D=12,09$ $V_E=-12,09$	1,80	5,09
E-F	4,20	6,72	5,79	5,40	$V_E=14,20$ $V_F=-14,02$	2,11	9,22
F-G	3,20	6,72	5,40	5,03	$V_F=10,87$ $V_G=-10,64$	1,62	3,39
G-H	3,20	6,72	5,03	5,99	$V_G=10,45$ $V_H=-11,05$	1,55	3,09

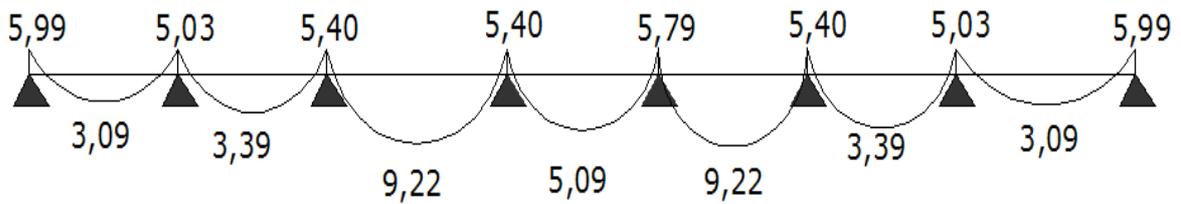


Figure III-2-6: Diagramme des moments fléchissant du plancher terrasse.

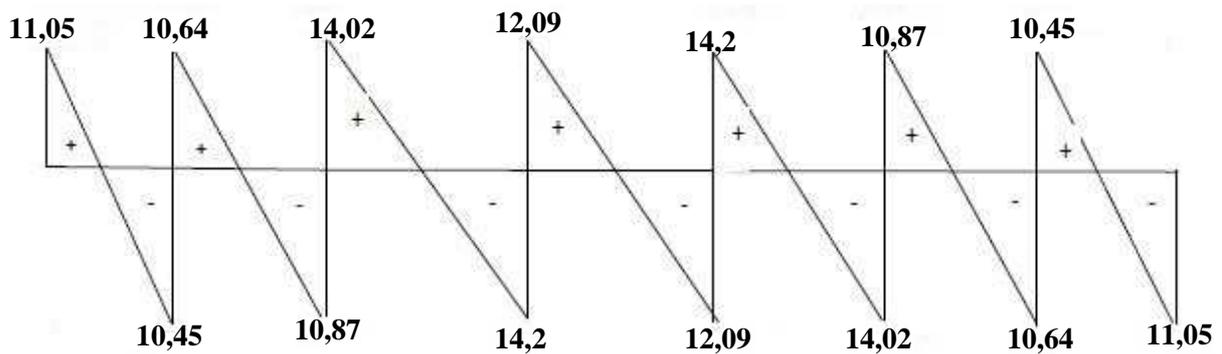


Figure III-2-7: Diagramme des efforts tranchant du plancher terrasse.

Pour le plancher étage courant:

Travées	l(m)	$q_u$ réel	$M_i$ (KN.m)	$M_{(i+1)}$ (KN.m)	V (KN)	X (m)	$M_t(x)$ (KN.m)
A-B	3,20	6,24	5,31	4,46	$V_A=10,25$ $V_B=-9,72$	1,64	3,11
B-C	3,20	6,24	4,46	4,79	$V_B=9,88$ $V_C=-10,09$	1,58	3,36
C-D	4,20	6,24	4,79	5,14	$V_C=13,02$ $V_D=-13,19$	2,09	8,79
D-E	3,60	6,24	5,14	5,14	$V_D=11,23$ $V_E=-11,23$	1,80	4,97
E-F	4,20	6,24	5,14	4,79	$V_E=13,19$ $V_F=-13,02$	2,11	8,79
F-G	3,20	6,24	4,79	4,46	$V_F=10,09$ $V_G=-9,88$	1,62	3,36
G-H	3,20	6,24	4,46	5,31	$V_G=9,72$ $V_H=-10,25$	1,55	3,11

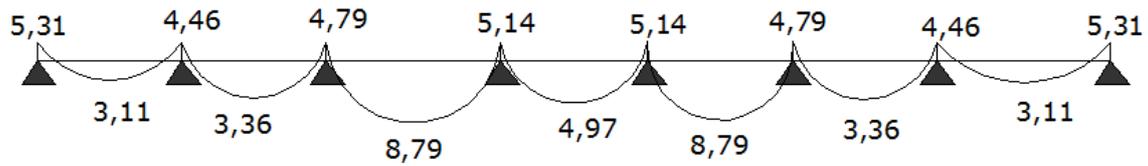


Figure III-2-8: Diagramme des moments fléchissant du plancher étage courant.

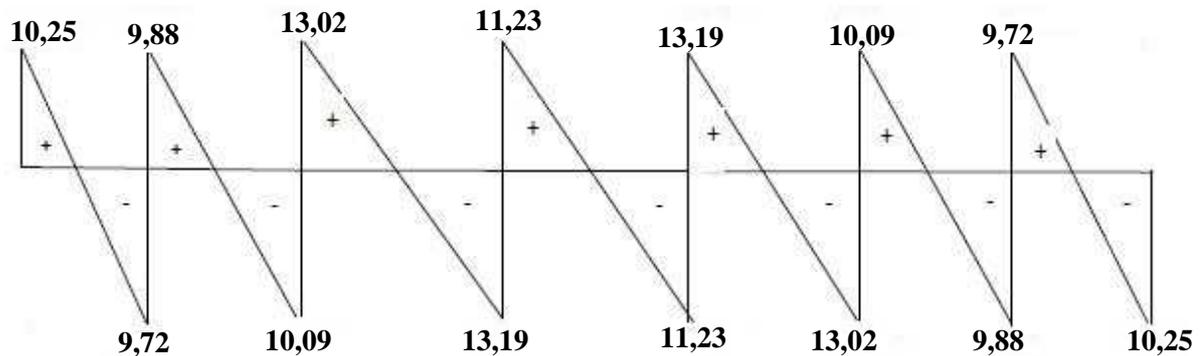


Figure III-2-9: Diagramme des efforts tranchant du plancher étage courant.

Pour le plancher d'étage de service:

Travées	l(m)	$q_u$ réel	$M_i$ (KN.m)	$M_{(i+1)}$ (KN.m)	V (KN)	X (m)	$M_i(x)$ (KN.m)
A-B	3,20	7,22	6,48	5,44	$V_A=11,88$ $V_B=-11,23$	1,64	3,29
B-C	3,20	7,22	5,44	5,85	$V_B=11,42$ $V_C=-11,68$	1,58	3,74
C-D	4,20	7,22	5,85	6,27	$V_C=15,06$ $V_D=-15,26$	2,09	9,86
D-E	3,60	7,22	6,27	6,27	$V_D=13$ $V_E=-13$	1,80	5,43
E-F	4,20	7,22	6,27	5,85	$V_E=15,26$ $V_F=-15,06$	2,11	9,86
F-G	3,20	7,22	5,85	5,44	$V_F=11,68$ $V_G=-11,42$	1,62	3,74
G-H	3,20	7,22	5,44	6,48	$V_G=11,23$ $V_H=-11,88$	1,55	3,29

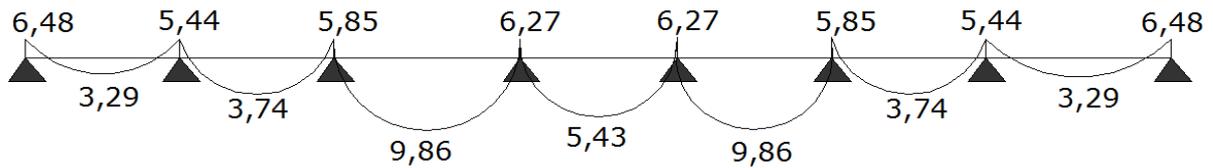


Figure III-2-10: Diagramme des moments fléchissant du plancher étage service.

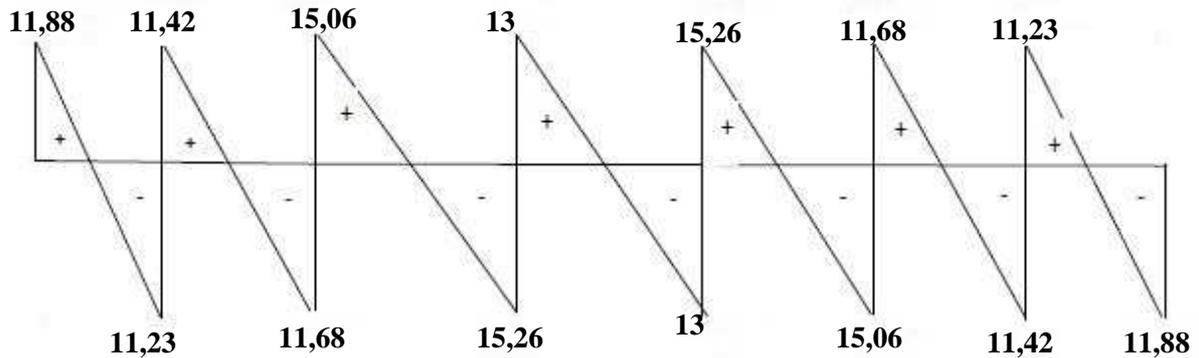


Figure III-2-11: Diagramme des efforts tranchant du plancher étage courant.

Pour le plancher de RDC et l'entre sol:

Travées	l(m)	$q_u$ réel	$M_i$ (KN.m)	$M_{(i+1)}$ (KN.m)	V (KN)	X (m)	$M_i(x)$ (KN.m)
A-B	3,20	9,66	9,42	7,91	$V_A=15,93$ $V_B=-14,98$	1,64	3,71
B-C	3,20	9,66	7,91	8,50	$V_B=15,27$ $V_C=-15,64$	1,58	4,16
C-D	4,20	9,66	8,50	9,11	$V_C=20,14$ $V_D=-20,43$	2,08	12,5
D-E	3,60	9,66	9,11	9,11	$V_D=17,39$ $V_E=-17,39$	1,80	6,54
E-F	4,20	9,66	9,11	8,50	$V_E=20,43$ $V_F=-20,14$	2,11	12,5
F-G	3,20	9,66	8,50	7,91	$V_F=15,64$ $V_G=-15,27$	1,62	4,16
G-H	3,20	9,66	7,91	9,42	$V_G=14,98$ $V_H=-15,93$	1,55	3,71

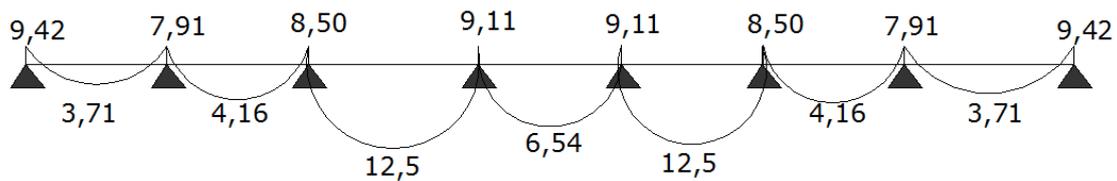


Figure III-2-12: Diagramme des moments fléchissant du plancher RDC et l'entre sol.

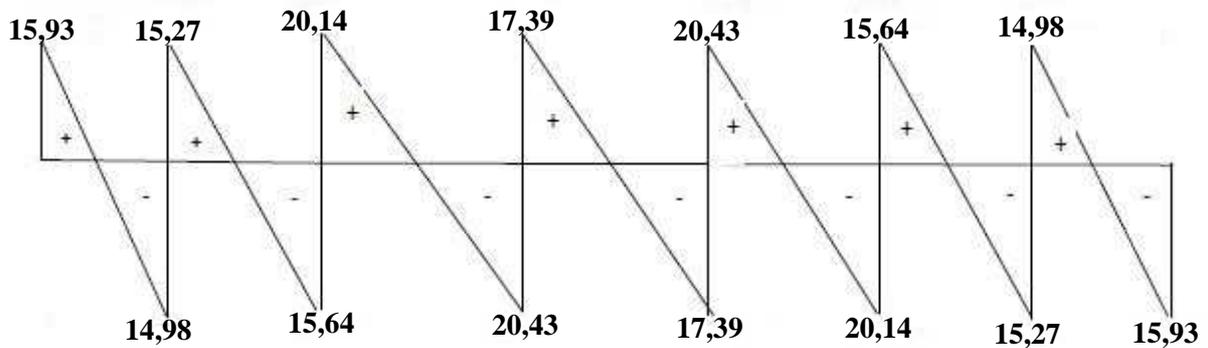
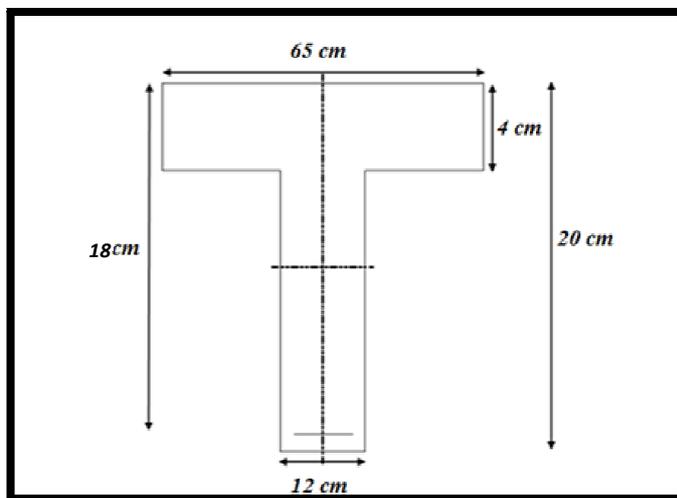


Figure III-2-13: Diagramme des efforts tranchant du plancher étage courant.

### III-2-3: Ferrailage des poutrelles à l'ELU

Les poutrelles seront calculées comme une section en T :



- Position de l'axe neutre :

- ❖ Si:  $M_T > M_0 \Rightarrow$  l'axe neutre est dans la nervure.
- ❖ Si:  $M_T < M_0 \Rightarrow$  l'axe neutre est dans la table de compression.

➤ Pour le ferrailage en choisit le plancher RDC (on a ici le moment max )

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

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

On a:  $M_t^{\max} = 12,50 \text{ KN m}$   
 $M_a^{\max} = -9,42 \text{ KN m}$

✓  $M_T = 12,50 \text{ KN m} < M_0 = 59,07 \text{ KN m} \Rightarrow$  L'axe neutre est dans la table de compression, le calcul se fera pour une section rectangulaire (b×h)=(65×20)

### III-2-3-1:Calcul des armatures

#### -Calcul des Armatures longitudinales :

- En travées :  $M_{max}^T = 12,50 \text{ KN. m}$

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{12,50 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,042 < \mu_{id} = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0,042 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,979$$

$$A_t = \frac{M_{max}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12,50 \times 10^3}{0,979 \times 18 \times 348} = 2,04 \text{ cm}^2$$

✓ On opte pour une section d'armatures : 3HA10  $\Rightarrow A_{Ap} = 2,35 \text{ cm}^2$ .

- Aux appuis :  $M_{max}^a = 9,42 \text{ KN. m}$

$$\mu_A = \frac{M_u^a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{9,42 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,031 < \mu_{id} = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_A = 0,031 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,985$$

$$A_A = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9,42 \times 10^3}{0,985 \times 18 \times 348} = 1,53 \text{ cm}^2$$

✓ On opte pour une section d'armature: HA10  $\Rightarrow A_{adop} = 2,01 \text{ cm}^2$ .

#### -Calcul des Armatures Transversales :

Diamètre des armatures transversales(Art A.7.2 BAEL 91 modifiée 99).

On a:  $\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{lmax}; \frac{b_0}{10}\right)$

Avec:  $\phi_{lmax}$  : Diamètre maximal des armatures longitudinales

$$\phi_t = \min\left(\frac{200}{35}; 16; \frac{120}{10}\right) = \min(5,71; 16; 12) \Rightarrow \phi = 5,71 \text{ mm.}$$

✓ On opte pour une section d'armature 2HA8  $\Rightarrow A_{adop} = 1,00 \text{ cm}^2$ .

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier en Ø8 .

### III-2-3-2:Vérification à l'ELU

1. Condition de non fragilité du béton de la section minimale(BAEL 91/Art B.4.2.1)

1-Calcul de la section minimale.

On doit vérifier que :  $A_s \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$

- En travée :

$$A_{st}^{min} = \frac{0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st}^{min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 2,35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Aux appuis :

$$A_{st}^{min} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st}^{min} = 0,26 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.211 BAEL 91 modifiée 99).

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

Avec :  $T_{max} = 20,43 \text{ KN}$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_u = \min \left( 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min(3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa.} \\ \tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{20,43 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,95 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

✓  $\tau_u = 0,95 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée, pas de risque de cisaillement.}$

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

On doit vérifier que :  $\tau_{se} \leq \tau_{se} = \Psi_s f_{t28}$

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

Avec:  $\Psi_s$  : Coefficient de scellement

$\Psi_s \begin{cases} 1,5 & \text{pour les Haute adhérence} \\ 1 & \text{pour les ronds lisse} \end{cases}$

et:  $\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum u_i}$

Avec :  $\sum u_i$  : somme de périmètres utiles de barres.

AN:

- En travée :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3,14 \times 10 = 94,2 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{20,43 \times 10^3}{0,9 \times 94,2 \times 180} = 1,34 \text{ MPa.}$$

✓  $\tau_{se} = 1,34 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

- Aux appuis :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 1 \times 3,14 \times 16 = 50,24 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{20,43 \times 10^3}{0,9 \times 50,24 \times 180} = 2,51 \text{ MPa.}$$

✓  $\tau_{se} = 2,51 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow$  Condition vérifiée.

**Donc Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires**

4. Espacement entre cadre (Art A.5.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :

$$-S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(16,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

✓ **soit:  $S_t = 16 \text{ cm}$**

5. Ancrage des armatures (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99).

$$\text{On :a } l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Avec: } \tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{AN: } l_s = \frac{400 \times 1}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

-La longueur mesurée hors crochets est au moins égale  $0,4 l_s$  pour les aciers HA

$$l_{ad} = 0,4 l_s = 0,4 \times 35,27 = 14,11 \text{ cm}$$

✓ **on prend  $l_s = 15 \text{ cm}$**

6. Influence de l'effort tranchant.

Sur les aciers (Art A5.1.312 BAEL 91 modifiée 99).

$$\text{On doit vérifier que : } A_{st} \geq A_{min} = \left( T_{max} - \frac{M_{max}^a}{0,9 d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_{min} = \left( 20,43 - \frac{9,42}{0,9 \times 0,18} \right) \times \frac{1,15}{400} = -0,11 \text{ cm}^2$$

✓  $A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2 > A = -0,11 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée; Les armatures calculées sont suffisants.

Sur le béton (BAEL91/99 Art A 5.1.313).

$$\text{On doit vérifier que : } \frac{2 T_{max}}{0,9 b_0 d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$T \leq \frac{0,8 \times 0,9 f_{c28} b_0 d}{2 \gamma_b} = 0,36 \frac{f_{c28} b_0 d}{\gamma_b} = \frac{0,36 \times 25 \times 12 \times 18}{1,5} 10^{-1} = 1296 \text{ KN.}$$

✓  $T_{max} = 20,43 \text{ KN} < T = 1296 \text{ KN} \rightarrow$  Condition vérifiée.

**Calcul à L'ELS:**

➤ Plancher de RDC et l'entre sol:

✚ Moments sur appuis:

AN:

$$M_A = \frac{0 + 5,43 \times (3,20)^3}{8,5 \times 3,20} = 6,54 \text{ KNm} = M_H$$

$$M_B = \left| \frac{5,43 \times (3,20)^3 + 5,43 \times (2,56)^3}{8,5(3,20 + 2,56)} \right| = 5,49 \text{ KNm} = M_G$$

$$M_C = \left| \frac{5,43 \times (2,56)^3 + 5,43 \times (3,36)^3}{8,5(2,56 + 3,36)} \right| = 5,90 \text{ KNm} = M_F$$

$$M_D = \left| \frac{5,43 \times (3,36)^3 + 5,43 \times (2,88)^3}{8,5(3,36 + 2,88)} \right| = 6,33 \text{ KNm} = M_E$$

Moments en travées et l'effort tranchant :

Travées	l(m)	q <sub>s</sub> réel	M <sub>i</sub> (KN.m)	M <sub>(i+1)</sub> (KN.m)	V (KN)	X (m)	M <sub>t(x)</sub> (KN.m)
A-B	3,20	6,79	6,54	5,49	V <sub>A</sub> =11,19 V <sub>B</sub> =- 10,53	1,64	5,50
B-C	3,20	6,79	5,49	5,9	V <sub>B</sub> =10,73 V <sub>C</sub> =-11,00	1,58	3,00
C-D	4,20	6,79	5,9	6,33	V <sub>C</sub> =14,16 V <sub>D</sub> =-14,36	2,08	8,86
D-E	3,60	6,79	6,33	6,33	V <sub>D</sub> =12,22 V <sub>E</sub> =-12,22	1,8	4,67
E-F	4,20	6,79	6,33	5,9	V <sub>E</sub> =14,36 V <sub>F</sub> =-14,16	2,11	8,86
F-G	3,20	6,79	5,9	5,49	V <sub>F</sub> =11,00 V <sub>G</sub> =-10,73	1,62	3,00
G-H	3,20	6,79	5,49	6,54	V <sub>G</sub> =10,53 V <sub>H</sub> =-11,19	1,55	5,50

III-2-3-3: Vérification à l'ELS.

1. Vérification des contraintes :

On doit vérifier:  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$  : Dans l'acier

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

**- Aux appuis :**

- Vérification de la contrainte dans les aciers

on a :  $\sigma_{st} = \frac{M_{max}^s}{A_a \times \beta_1 \times d}$

Avec :  $A_A = 2,01 \text{ cm}^2$  ;  $M_{max}^s = 6,54 \text{ KN.m}$

$\beta_1$  est en fonction de :  $\rho_1 = \frac{100 \times A_A}{b_0 d} = \frac{100 \times 2,01}{12 \times 18} = 0,931$

$\left\{ \begin{matrix} K_1 = 21,85 \\ \beta_1 = 0,864 \end{matrix} \right\} \Rightarrow$  Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{6,54 \times 10^3}{0,864 \times 18 \times 2,01} = 209,22 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

✓  $\sigma_{st} = 209,22 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow$  La Condition est vérifiée.

- Vérification de la contrainte dans le béton.

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_{bc} &= 0,6 \times f_{C28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} &= K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{21,85} = 0,046 \\ \sigma_{bc} &= 0,046 \times 209,22 = 9,62 \text{ MPa} \\ \checkmark \quad \sigma_{bc} &= 9,62 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition est vérifiée.} \end{aligned}$$

- En travée :

- Vérification de la contrainte dans les aciers

$$\begin{aligned} \text{on a : } \sigma_{st} &= \frac{M_{max}^t}{A_t \times \beta_1 \times d} \\ \text{Avec : } A_t &= 2,35 \text{ cm}^2 \quad ; \quad M_t = 8,86 \text{ KN.m} \\ \beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho_1 &= \frac{100 \times A_t}{b_0 d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,088 \end{aligned}$$

$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 19,80 \\ \beta_1 = 0,856 \end{array} \right\} \Rightarrow$  À partir des tableaux, à l'ELS.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{8,86 \times 10^3}{0,856 \times 18 \times 2,35} = 244,69 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

✓  $\sigma_{st} = 244,69 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow$  Condition est vérifiée.

- Vérification de la contrainte dans le béton.

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_{bc} &= 0,6 \times f_{C28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} &= K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{19,80} = 0,051 \\ \sigma_{bc} &= 0,051 \times 244,69 = 12,48 \text{ MPa.} \\ \checkmark \quad \sigma_{bc} &= 12,48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition est vérifiée.} \end{aligned}$$

2. Etat limite d'ouverture des fissures :

Nous avons une fissuration peu préjudiciable  $\Rightarrow$  aucune vérification n'est nécessaire

3. Vérification de la flèche (Etat limite de déformation) (Art B.6.8.424 BAEL 91 modifiée 99).

On doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \dots\dots\dots (1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0s}} \dots\dots\dots (2) \\ \frac{A_{st}}{b \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \dots\dots\dots (3) \end{array} \right.$$

AN:

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{420} = 0,048 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \rightarrow \text{Condition vérifié} \square$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{420} = 0,048 > \frac{M_{st}}{15 M_{0s}} = \frac{8,86}{15 \times 14,97} = 0,039 \rightarrow \text{Condition vérifié} \square$$

$$\frac{A_{st}}{b \cdot d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,01 = \frac{3,6}{f_e} = 0,01 \rightarrow \text{Condition vérifié} \square$$

✓ donc la flèche est vérifier

**Conclusion:**

Suite aux différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons pour le, ferrailage des planchers en corps creux celui adopté précédemment :

- Armatures longitudinales
  - En travées:3HA10
  - Aux appuis:1HA16
  - Armatures transversales: 2Etrier en HA8
  - treillis soudé: TS Ø5 – 150 \* 150
-

### **III-3: la poutre de chaînage**

Les poutres de chaînage sont des poutres en béton armé; elle repose sur deux appuis des poutres principales elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures ; ceinturant les façades à chaque étage au niveau du plancher, cela les aide à rester solidaires de la structure, elles servent de porte à faux.

Et pour le ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans les deux sens (transversale, longitudinal).

#### **III-3-1:Dimensionnement**

On opte pour le dimensionnement suivant qui a été constater auparavant dans le chapitre précédent:

- La largeur:  $b=25$  cm
- La hauteur:  $h=35$  cm
- L'encrage  $c=c'=3$  cm
- La hauteur utile:  $d=32$  cm

#### **III-3-2:Evaluation des charges et surcharges**

- **Les charges permanentes :**

Poids propre de la poutre :  $0,25 \times 0,35 \times 25 = 2,187$  KN/ml

Poids du mur (double cloison) :  $(3,06-0,35) \times 2,44 = 6,612$  KN/ml

Poids du plancher :  $(5,45 \times 0,65/2) = 1,771$  KN/ml

on aura:  $G_T = 10,57$  KN/ml.

- **La surcharge d'exploitation :**

$Q = 2,5 \times (0,65/2) = 0,81$  KN/ml.

- **Combinaisons de charges :**

-ELU :  $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 10,57 + 1,5 \times 0,81 = 15,48$  KN/ml.

-ELS :  $q_s = G + Q = 10,57 + 0,81 = 11,38$  KN/ml.

#### **III-3-3:Etude de la poutre a l'ELU**

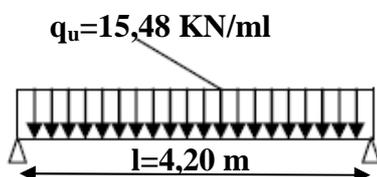


Figure III-3-1 : Schéma statique de calcul à L'ELU.

#### **III-3-3-1:Calcul des efforts**

##### Calcul des moments

Afin de tenir compte des semi-encastres aux appuis, on affectera les moments par des coefficients tel que :

❖ En travée :  $M_t = 0,85 \cdot q_u l^2 / 8$

AN:  $M_t = 0,85 \times 15,48 \times (4,20^2 / 8) = 29,01 \text{ KN.m}$

❖ Aux appuis :  $M_a = (-0,30) \cdot q_u l^2 / 8$

AN:  $M_a = -0,30 \times 15,48 \times (4,20^2 / 8) = -10,24 \text{ KN.m}$

Calcul des réactions d'appuis

$R_A = R_B = q_u l / 2 = 15,48 \times 4,20 / 2 = 32,51 \text{ KN}$

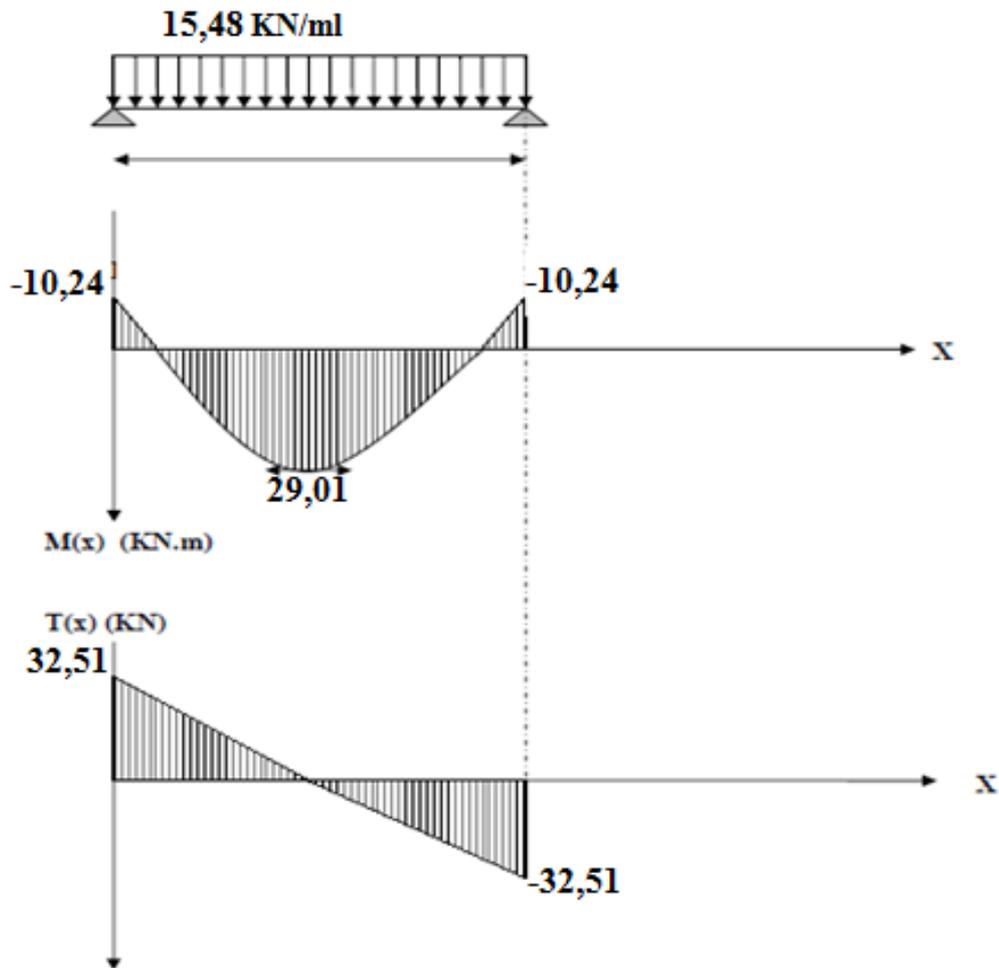
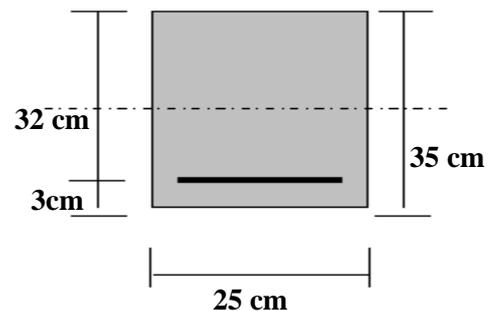


Figure III-3 -2: Diagramme des efforts internes à L'ELU

**III-3-3-2: Calcul des armatures**

**1. Calcul des armatures longitudinales**

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire ( $b \times h$ ) tel que:



❖ En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{29,01 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14,2} = 0,08 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,958$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{29,01 \times 10^3}{0,958 \times 32 \times 348} = 2,72 \text{ cm}^2$$

✓ **On opte pour une section d'armature 3HA12  $\Rightarrow A_{t \text{ adopter}} = 3,39 \text{ cm}^2$**

❖ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{10,24 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14,2} = 0,028 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10,24 \times 10^3}{0,986 \times 32 \times 348} = 0,93 \text{ cm}^2$$

✓ **On opte pour une section d'armature 3HA8  $\Rightarrow A_{a \text{ adopter}} = 1,50 \text{ cm}^2$**

### III-3-3-3: Vérification à l'ELU

a) Condition de non fragilité : BAEL 91/(Art A.4.2.1):

On doit vérifier que :  $A_s \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$

AN:  $A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 32 \times 2,1/400 = 0,97 \text{ cm}^2$

on constate que:

$A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,97 \text{ cm}^2 \rightarrow$  condition vérifier

$A_a = 1,50 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,97 \text{ cm}^2 \rightarrow$  condition vérifier

b) Vérification au cisaillement (BAEL 91/Art 5.2.2):

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau_u}$

AN:  $\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{32,51 \times 10}{25 \times 32} = 0,41 \text{ MPa} \\ \overline{\tau_u} = \min(0,15 f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \end{array} \right.$

✓ on conclue que :  $\tau_u = 0,41 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow$  condition vérifier  
 $\rightarrow$  Pas de risque de cisaillement.

c) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (Art A.5.1, 313):

• dans le béton (BAEL /Art A.5.1.313) :

On doit vérifier que :  $V_u \leq 0,4 \cdot b \cdot 0,9 \cdot d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

AN:  $V_u = 32,51 \text{ KN} < 0,4 \times 25 \times 0,9 \times 32 \times 2,5/1,5 = 480 \text{ KN} \rightarrow$  condition vérifier

- Sur les aciers : (BAEL91 /Art A.5.1, 321):

On doit vérifier que :  $A \geq \frac{1,15}{f_e} (T_u + \frac{M_u}{0,9d})$

AN:  $\frac{1,15}{400} (32,51 + \frac{-10,24}{0,9 \times 0,32}) = -0,008 \text{ cm}^2$

✓  $A_a = 1,50 \text{ cm}^2 > -0,008 \text{ cm}^2 \rightarrow$  condition vérifier

On constate que l'effort tranchant  $T_u$  n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

**d) Vérification de la condition de l'adhérence des barres (Art.6.13/BAEL 91):**

On doit vérifier que :  $\tau_{se} \leq \tau_{se} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$

AN:  $\bar{\tau}_{se} = \bar{\Psi}_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

et:  $\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i}$

AN:

- $u_i = n \Pi Q = 3 \pi 12 = 3 \times \pi \times 1,2 = 11,304 \text{ cm}$

- $\tau_{se} = \frac{32,51 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 113,04} = 1 \text{ MPa}$

✓ on conclue que :  $\tau_{se} = 1 \text{ MPa} \leq \tau_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow$  condition vérifier

**e) Calcul des ancrages des barres (BAEL 91/ Art A.6.1, 21)**

On a :  $l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$

Avec:  $\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$

AN:  $l_s = \frac{400 \times 0,8}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{ cm}$

-La longueur mesurée hors crochets est au moins égale  $0,4 l_s$  pour les aciers HA

$l_{ad} = 0,4 l_s = 0,4 \times 28,22 = 11,29 \text{ cm}$

✓ soit :  $l_s = 15 \text{ cm}$

**2. Calcul des armatures transversales (BAEL 91 modifié 99 Art A.7.2, 2) :**

Le diamètre des armatures transversales est donner comme suite:  $\phi_t \leq \min (\frac{ht}{35}; \frac{b}{10}; \phi 1)$

AN:  $\phi_t \leq \min (\frac{35}{35} = 1 \text{ cm}; \frac{25}{10} = 2,5 \text{ cm}; 1,2 \text{ cm}) = 1 \text{ cm}$

✓ soit :  $\phi_t = 8 \text{ mm} \rightarrow$  On prend un cadre et un épingle en HA8

L'espacement des armatures transversales (BAEL91 modifié 99 Art A.5.1, 21):

On doit satisfaire la condition suivante:

$$S_t \leq \min (0,9d; 40\text{cm}) = \min (0,9 \times 32; 40\text{cm}) = \min (28,8 \text{ cm}; 40\text{cm}) = 28,8 \text{ cm}$$

✓ **soit:**  $S_t = 15 \text{ cm}$

**La section d'armatures transversales:**

On doit vérifier que :  $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} > 0,40 \text{MPa}$

**AN:**  $\frac{3,39 \times 400}{25 \times 25} = 2,17 \text{ MPa} > 0,40 \text{MPa} \rightarrow$  condition vérifier

• **Exigence du RPA version 2003 (Art7.5.2.2) :**

En zone nodale (appuis)  $S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi_t \right) = \min (8,75 \text{ cm}; 9,6 \text{ cm}) = 8,75 \text{ cm}$

✓ **soit:**  $S_t = 10 \text{ cm}$

En zone courante (travée) :  $S_t \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm}$

✓ **soit:**  $S_t = 15 \text{ cm}$

**Quantité d'armatures transversales minimales (Art-7.5.2.2) :**

On doit vérifier que :  $A_t \geq A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b$

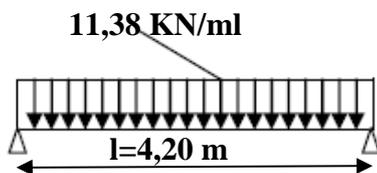
**AN:**  $A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2 \rightarrow$  condition vérifier

### **III-3-3-4:Vérification à l'ELS**

Calcul des efforts :

• Calcul des réactions d'appuis:

On a:  $q_s = 11,38 \text{ KN/ml}$ .



**Figure III-3-3 : Schéma statique de calcul à L'ELS.**

$$R_A = R_B = q_s l/2 = 11,38 \times 4,20/2 = 23,89 \text{ KN}$$

• Calcul des moments :

❖ En travée :  $M_t = 0,85 \cdot q_s l^2/8$

**AN:**  $M_t = 0,85 \times 11,38 \times (4,20^2/8) = 21,33 \text{ KN.m}$

❖ Aux appuis :  $M_a = (-0,30) \cdot q_s l^2/8$

**AN:**  $M_a = -0,30 \times 11,38 \times (4,20^2/8) = -7,53 \text{ KN.m}$

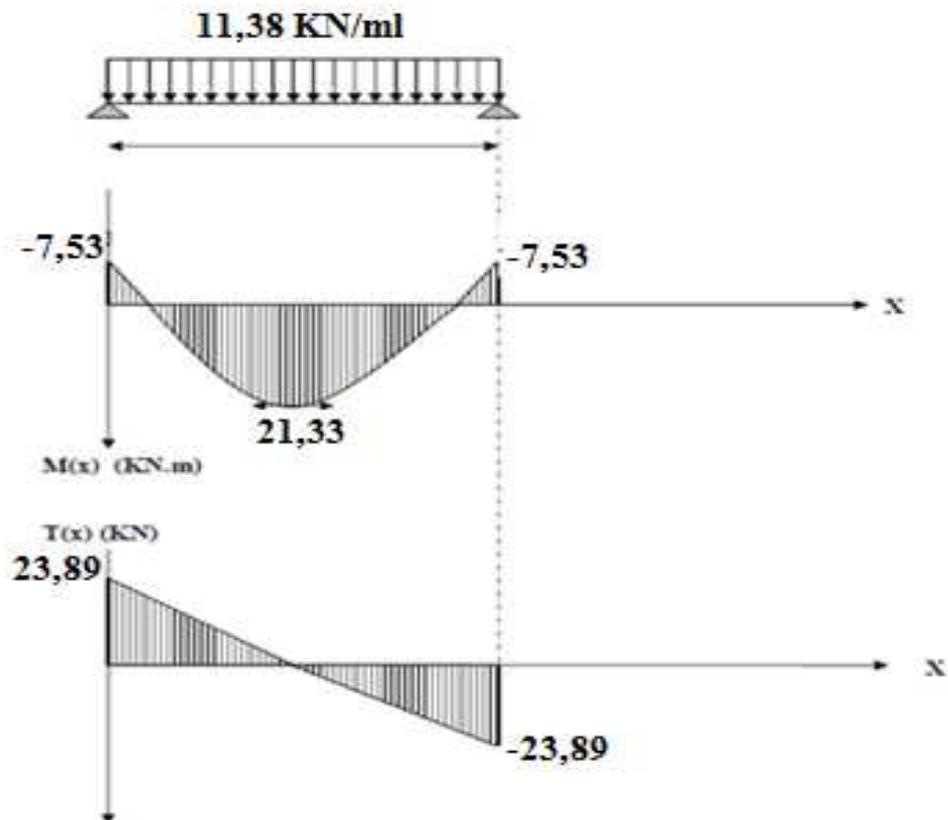


Figure III-3-4 : Diagramme des efforts internes à L'ELS.

**1-vérification de la résistance du béton à la compression (BAEL 91/Art A.4.5 ,2)**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28}$

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

Et:  $\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st}$

d'ou:  $\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_a \beta_1 d}$

**Aux appuis :**

$M_a = -7,53 \text{ KNm}$  et  $A_a = 1,5 \text{ cm}^2$

$\rho_1 = 100 \times A_a / b \times d = 100 \times 1,5 / 25 \times 32 = 0,187 \rightarrow \beta_1 = 0,930 \rightarrow K = 1/K_1 = 0,018$

$\sigma_{st} = 7,53 \times 10^3 / 0,930 \times 1,5 \times 32 = 168,68 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,018 \times 168,68 = 3,04 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifier}$

**En travée:**

$M_t = 21,33 \text{ KNm}$  et  $A_t = 3,39 \text{ cm}^2$

$\rho_1 = 100 \times A_t / b \times d = 100 \times 3,39 / 25 \times 32 = 0,424 \rightarrow \beta_1 = 0,900 \rightarrow K = 1/K_1 = 0,028$

$\sigma_{st} = 21,33 \times 10^3 / 0,900 \times 3,39 \times 32 = 218,47 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,028 \times 218,47 = 6,12 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifier}$

- ✓ L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

**2-Vérification de la flèche (BAEL 91/(Art 6.5.2).**

On doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{l} \leq \frac{M_t}{10 M_{0s}} \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

Avec : h : hauteur de la poutre

l : largeur de la poutre

M<sub>s</sub> : moment fléchissant en travée à l'ELS

M<sub>0s</sub> : moment max de la travée isostatique q<sub>s</sub>l<sup>2</sup>/8=25,09 KNm

A<sub>t</sub> : section des armatures en travée

b : largeur de la poutre

d : hauteur utile de la section .

AN:

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{420} = 0,083 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,083 < \frac{M_t}{10 M_{0s}} = \frac{21,33}{10 \times 25,09} = 0,085 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{bd} = \frac{3,39}{25 \times 32} = 0,004 < \frac{4,2}{f_e} = 0,01 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

**Conclusion:**

Suite aux différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons pour le ferrailage des balcons celui adopté précédemment :

**les armatures longitudinales:**

- en travée :3HA12
- aux appuis : 3HA8

**les armatures transversales:**

**Cadre et épingle en HA8**

---

### III-4:Les Escaliers

- Définition

L'escalier est un élément d'ouvrage permettant de passer à pied d'un étage de bâtiment à un autre ;il est composé d'une succession régulière de plan horizontaux; il est en béton armé coulé sur place dont il est constitué de palier et paillasse assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques.

- Les constituant d'un escalier

- La marche: surface plane de l'escalier sur laquelle le pied se pose pour utiliser l'escalier.
- Contremarche: face verticale reliant deux marche successive.
- Nez de marche: est l'intersection de la marche et la contre marche, est parfois saillie sur la contre marche.
- La hauteur de la marche "h": est la différence de niveau entre deux marches successives.
- Le giron "g": est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches, il y a une valeur constante, de **28 cm** au minimum.
- Un palier: C'est la partie horizontale d'un escalier, le palier qui se retrouve entre deux volées s'appelle palier de repos, et le palier qui se retrouve aux deux extrémités d'un escalier s'appelle: palier d'arrivée ou palier de départ
- La paillasse: est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- L'embranchement "E ": représente la largeur de la marche.

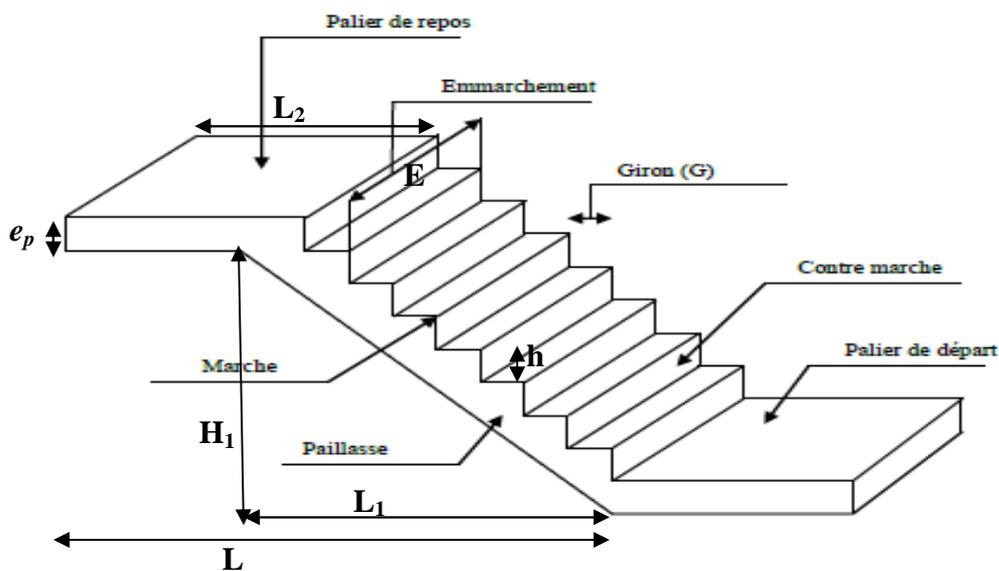


Figure III-4-1: Schéma de l'escalier.

Avec:

$L_1$ :largeur de la volée

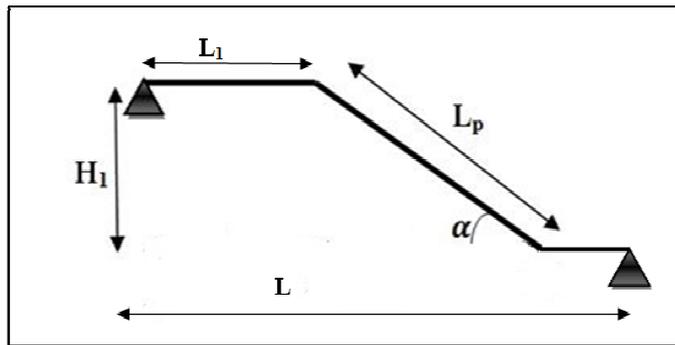
$L_2$ :longueur du palier

$H_1$ :hauteur de la volée

$L$ : portée entre nus des appuis

**Remarque:**

Dans la structure il ya trois types d'escaliers ,le calcul de ferrailage se fera pour le cas le plus défavorable pour cela on opte pour le 1<sup>er</sup> type d'escalier celui des étages courant qui est calculer comme étant une poutre simplement appuyer sur ces deux extrémités.



**III-4-1:Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :**

Les escaliers seront pré dimensionnés à l'aide de la formule de BLONDEL en tenant compte des dimensions données sur le plan.

**On a :**  $59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$

**Avec :** g:Le giron  $28 \leq g \leq 32$  [cm].

h:Hauteur de la contre marche  $14 \leq h \leq 18$  [cm].

✓ On adopte:  $h=17\text{cm}$  et  $g=30 \text{ cm}$

Vérification de la relation de BLONDEL

$59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \rightarrow$  condition vérifiée

❖ Le nombre de contremarches:  $n' = H/h$

AN:  $n' = H_1 / h = 153 / 17 = 9 \rightarrow n' = 9$  contremarches

❖ Nombre de marches :  $n = n' - 1$

AN:  $n = n' - 1 = 9 - 1 = 8$  marches.

❖ La longueur de la paillasse ( $L_p$ ):

On a:  $L_2 = n \times g = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$

$H_1 = n' \times h = 9 \times 17 = 153 \text{ cm}$

✓  $L_p = \sqrt{240^2 + 153^2} = 284,62 \text{ cm}$

❖ Angle d'inclinaison:

$\tan \alpha = H_1 / L_2 = 153 / 240 = 0,64 \rightarrow \alpha = 32,52^\circ$

❖ l'épaisseur de la paillasse " $e_p$ ":

On a:  $L_0 / 30 \leq e_p \leq L_0 / 20$

Avec:  $L_0 =$  portée entre nue des appuis  $= L_p + L_1 = 284,62 + 140 = 424,62 \text{ cm}$

AN:  $14,15 \leq e_p \leq 21,23 \text{ cm}$

✓ en prend:  $e_p = 17 \text{ cm}$

❖ l'épaisseur du palier " $e_p$ ":

On a:  $e_p \geq L / 10$

L : portée du palier

AN:  $e_p \geq 140 / 10 = 14 \text{ cm}$

✓ en prend:  $e_p = 17 \text{ cm}$

**III-4-2: Détermination des charges de calcul**

**1. Charges permanente:**

**Pour la paillasse:**

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
carrelage	1	20	0,20
Mortier de pose	3	22	0,66
Enduit de plâtre	2	10	0,20
Marches	0,17/2	25	2,125
Paillasse	0,17/cos $\alpha$	25	5,01
Garde corps			0,1
Totale			8,29

Tab III-4-1: Evaluation des charges permanentes de la paillasse.

**Pour le palier:**

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Palier	17	25	4,25
carrelage	1	20	0,20
Mortier de pose	3	22	0,66
Lit de sable	3	18	0,54
Enduit de plâtre	2	10	0,20
Totale			5,85

Tab III-4-2: Evaluation des charges permanentes du palier.

✓ On a:  $G_{\text{paillasse}} = 8,29 \times 1\text{m} = 8,29 \text{ KN/ml}$

$G_{\text{palier}} = 5,85 \times 1\text{m} = 5,85 \text{ KN/ml}$

**2. Surcharge d'exploitation.**

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

**III-4-3:Dimensionnement de l'escalier**

**III-4-3-1-Calcul à l'état limite ultime:**

☛ Combinaisons de charge :

-A L'ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q$

- Le palier: $q_{u1} = (1,35 \times 5,85 + 1,5 \times 2,5) = 11,65 \frac{KN}{ml}$
- La paillese: $q_{u2} = (1,35 \times 8,29 + 1,5 \times 2,5) = 14,94 \frac{KN}{ml}$

☛ Effort interne :

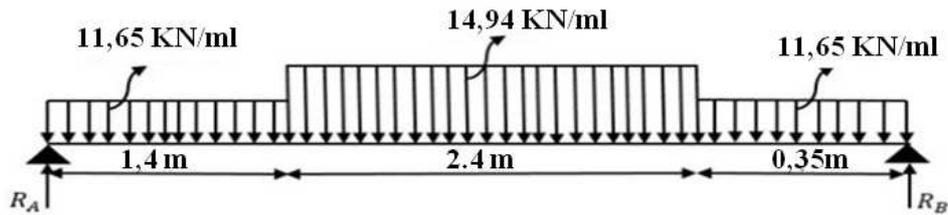


Figure III-4-2:Schéma statique de l'escalier à l'ELU.

☛ Calcul des réactions d'appuis:

$$\left. \begin{aligned} \sum F_x &= 0 \\ \sum F_y &= 0 \\ \sum M_A &= 0 \end{aligned} \right\}$$

▪  $\sum F_y = R_A + R_B = (11,65 \times 1,40) + (14,94 \times 2,4) + (11,65 \times 0,35) = 56,24 \text{ KN}$

▪  $\sum M_A = 0$

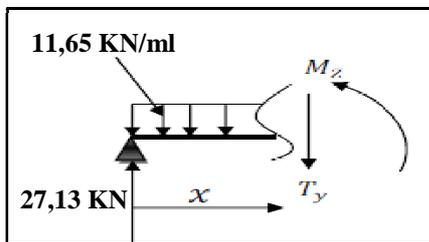
$4,15 R_B - \left[ (11,65 \times 1,40) \frac{1,40}{2} + (14,94 \times 2,4) 2,6 + (11,65 \times 0,35) 3,97 \right] = 0$

✓  $R_B = 29,11 \text{ KN}$

✓  $R_A = 56,24 - 29,11 = 27,13 \text{ KN.}$

☛ Calcul des efforts internes :

Tronçon 1 :  $0 \leq x \leq 1,4\text{m}$



$T(x) = 27,13 - 11,65 x$

$\left\{ \begin{aligned} x = 0 & \quad T(0) = 27,13 \text{ KN} \\ x = 1,40\text{m} & \quad T(1,40) = 10,82 \text{ KN} \end{aligned} \right.$

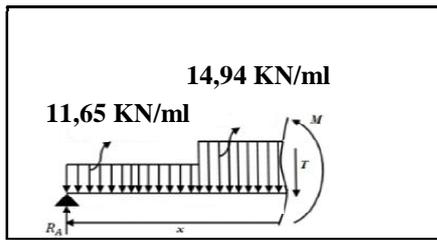
$\left\{ \begin{aligned} x = 0 & \quad T(0) = 27,13 \text{ KN} \\ x = 1,40\text{m} & \quad T(1,40) = 10,82 \text{ KN} \end{aligned} \right.$

$M(x) = 27,13 x - 11,65 \frac{x^2}{2}$

$\left\{ \begin{aligned} x = 0 & \quad M(0) = 0 \\ x = 1,40\text{m} & \quad M(1,40) = 26,56 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$

$\left\{ \begin{aligned} x = 0 & \quad M(0) = 0 \\ x = 1,40\text{m} & \quad M(1,40) = 26,56 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$

Tronçon 2:  $1,4 \leq x \leq 3,8$  m



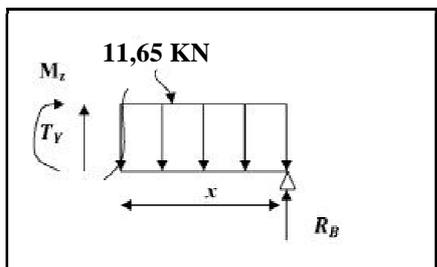
$$T(x) = 27,13 - 11,65x + 11,65 \times 1,4 - 14,94(x - 1,4) = 10,82 - 14,94(x - 1,4)$$

$$\begin{cases} x = 1,4 & T(1,4) = 10,82 \text{ KN} \\ x = 3,8\text{m} & T(3,8) = -25,03 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = 27,13x - 11,65 \times 1,4(x - 0,7) - 14,94 \frac{(x - 1,4)^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 1,4 & M(1,4) = 26,56 \text{ KN.m} \\ x = 3,8\text{m} & M(3,8) = 9,5 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tronçon 3 :  $0 \leq x \leq 0,35$  m



$$T(x) = -29,11 + 11,65x$$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = -29,11 \text{ KN} \\ x = 0,35\text{m} & T(0,35) = -25,03 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = 29,11x - 11,65 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \\ x = 0,35\text{m} & M(0,35) = 9,5 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Calcul du moment max:

Tronçon 3 :  $0 \leq x \leq 0,35$  m

$$\Rightarrow T(x) = -29,11 + 11,65x = 0$$

La distance correspondant au moment max est :  $x = \frac{29,11}{11,65} = 2,49 \text{ m} > 0,35 \text{ m}$

Donc :  $M_{\max} = 29(2,49) - 11,65 \frac{(2,49)^2}{2} = 36,09 \text{ KN.m}$

➤ Il faut tenir compte des encastrements partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment maximum aux appuis et en travée.

- $M_{\max}$  aux appuis :

$$M_{\max}^A = -0,3 M_{\max} = -0,3 \times 36,09 = -10,83 \text{ KN.m}$$

- $M_{max}$  en travée :

$$M_{max}^t = 0,85 M_{max} = 0,85 \times 36,09 = 30,68 \text{ KN.m}$$

- Diagramme des sollicitations à L'ELU:

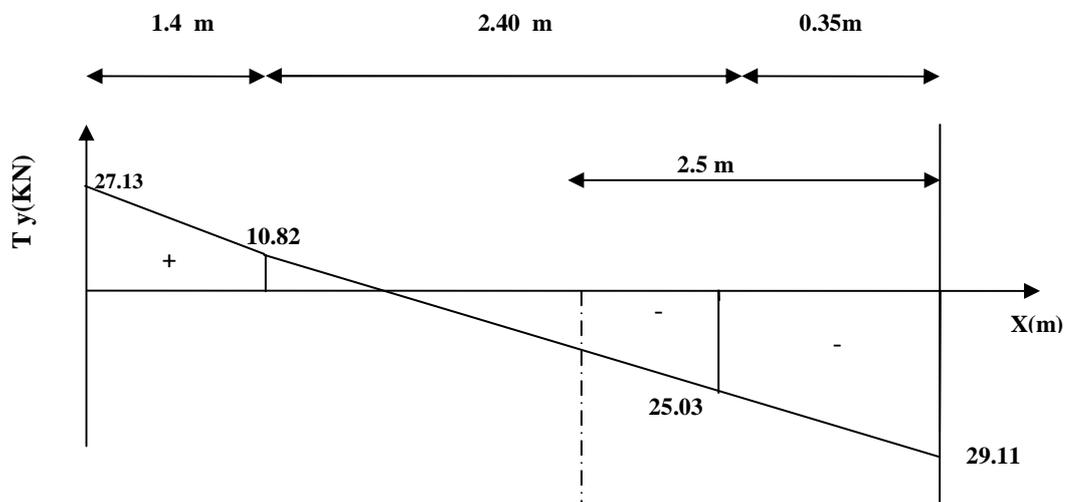


Diagramme des Efforts tranchants

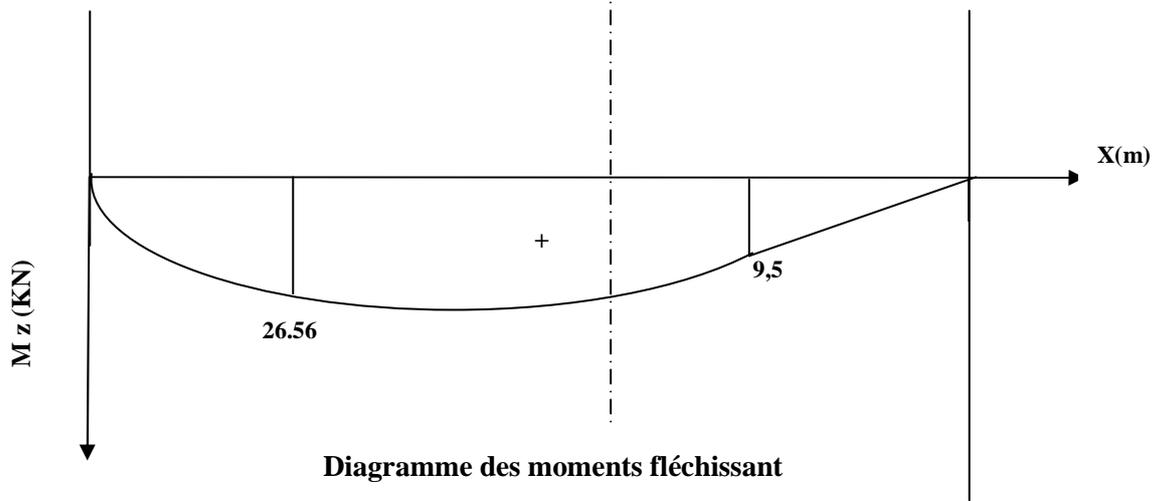


Diagramme des moments fléchissant

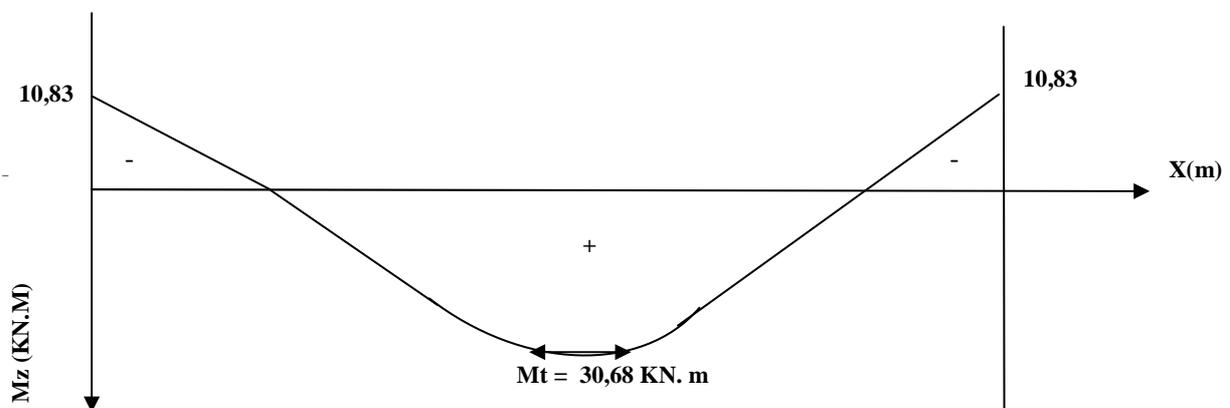
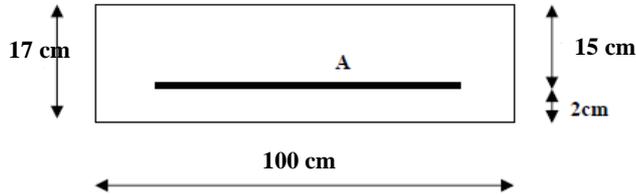


Diagramme des moments corrigés à L'ELU

**Calcul des armatures :**

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



✓ **Aux appuis :**  $M_{max}^A = -10,83 \text{ KN.m}$

• **Armature principale :**

$$\mu_A = \frac{M_u^A}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10,83 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0,034 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,983$$

$$A_{Ap} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10,83 \times 10^3}{0.983 \times 15 \times 348} = 2,11 \text{ cm}^2$$

✓ On opte pour une section d'armature 6HA10  $\Rightarrow A_{Ap} = 4,71 \text{ cm}^2$ , avec un espacement de  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{Ap}}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,17 \text{ cm}^2$$

✓ On opte pour une section d'armature 6HA8  $\Rightarrow A_{Ap} = 3,01 \text{ cm}^2$ , avec un espacement de  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

✓ **En travée :**  $M_{max}^t = 30,68 \text{ m}$

• **Armature principale :**

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{30,68 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0,01 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{30,68 \times 10^3}{0,995 \times 15 \times 348} = 5,91 \text{ cm}^2$$

✓ On opte pour une section d'armature 6HA12  $\Rightarrow A_{Ap} = 6,78 \text{ cm}^2$ , avec un espacement de  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

- ✓ On opte pour une section d'armature 6HA8  $\Rightarrow A_{Ap} = 3,01 \text{ cm}^2$ , avec un espacement de  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

**III-4-3-2: Vérification à l'ELU.**

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

On doit vérifier que :  $A_s \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$

AN:  $A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 15 \times 2,1/400 = 1,81 \text{ cm}^2$

**a) Aux appuis :**

- ✓ on constate que:  $A_{\text{adop}} = 4,71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2 \rightarrow$  condition vérifier

**b) En travée :**

- ✓ on constate que:  $A_{\text{adop}} = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2 \rightarrow$  condition vérifier

2. Vérification des espacements des barres :

Armature principale :  $S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis } S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \\ \text{En travées } S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \end{array} \right\} \rightarrow$  condition vérifier

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

$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis } S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \\ \text{En travées } S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \end{array} \right\} \rightarrow$  condition vérifier

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

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

$T_{\max} = 29 \text{ KN}$

AN:  $\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{29 \times 10}{100 \times 15} = 0,193 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min(0,15 f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \end{array} \right.$

- ✓ on conclue que:  $\tau_u = 0,193 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow$  condition vérifier

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

On doit vérifier que :  $\tau_{se} \leq \tau_{se} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$

AN:  $\bar{\tau}_{se} = \bar{\Psi}_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

et:  $\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d \sum u_i}$

AN:

- $u_i = n \Pi Q = 6\pi 12 = 6 \times \pi \times 1,2 = 22,61 \text{ cm}$
- $\tau_{se} = \frac{29 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 226,1} = 0,95 \text{ MPa}$
- ✓ on conclue que: :  $\tau_{se} = 0,95 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow$  condition vérifier  
Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

5. Influence de l'effort tranchant.

**Sur les aciers (Art A5.1.312 BAEL 91 modifiée 99).**

On doit vérifier que:  $A_{st} \geq A_{min} = \left( T_{max} - \frac{M_{max}^a}{0,9 d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

$$A_{min} = \left( 29 - \frac{10,83}{0,9 \times 0,15} \right) \times \frac{1,15}{400} = -0,15 \text{ cm}^2$$

- ✓  $A_{st} = 3,01 \text{ cm}^2 > A = -0,15 \rightarrow$  Condition vérifiée; Les armatures calculées sont suffisants.

**Sur le béton (BAEL91/99 Art A 5.1.313).**

On doit vérifier que:  $\frac{2 T_{max}}{0,9 b_0 d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec :

$$T \leq \frac{0,8 \times 0,9 f_{c28} b_0 d}{2 \gamma_b} = 0,36 \frac{f_{c28} b_0 d}{\gamma_b} = \frac{0,36 \times 25 \times 100 \times 15}{1,5} 10^{-1} = 900 \text{ KN}.$$

- ✓  $T_{max} = 29 \text{ KN} < T = 900 \text{ KN} \rightarrow$  Condition vérifiée.

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

On a  $l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$

Avec:  $\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$

AN:  $l_s = \frac{400 \times 1,2}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$

-La longueur mesurée hors crochets est au moins égale  $0,4 l_s$  pour les aciers HA

$l_{ad} = 0,4 l_s = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm}$

- ✓ on prend  $l_s = 16 \text{ cm}$

**III-4-3-3:Calcul à l'état limite de service**

☛ Combinaisons de charge :

-A L'ELS :  $q_s = G + Q$

- Le palier :  $q_{s_1} = (5,85 + 2,5) = 8,35 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$
- La paillasse :  $q_{s_2} = (8,29 + 2,5) = 10,79 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$
- les efforts interne :

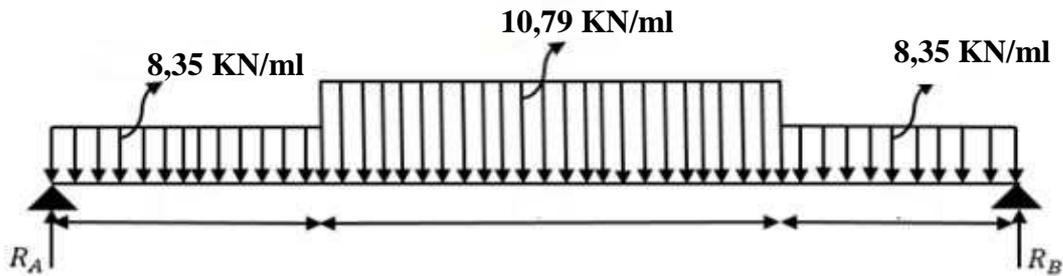


Figure III-4-3: Schéma statique du 1<sup>er</sup> type d'escalier à l'ELS.

✚ Calcul des réactions d'appuis:

$$\left. \begin{aligned} \sum F_x &= 0 \\ \sum F_y &= 0 \\ \sum M_A &= 0 \end{aligned} \right\}$$

▪  $\sum F_y = R_A + R_B = (8,35 \times 1,40) + (10,79 \times 2,4) + (8,35 \times 0,35) = 40,51 \text{ KN}$

▪  $\sum M_A = 0$

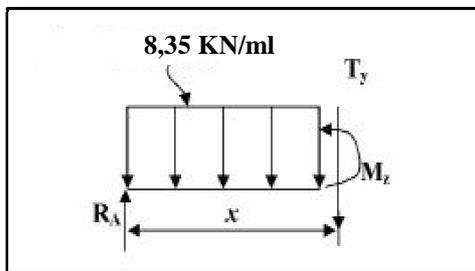
$$4,15 R_B - \left[ (8,35 \times 1,40) \frac{1,40}{2} + (10,79 \times 2,4) 2,6 + (8,35 \times 0,35) 3,97 \right] = 0$$

✓  $R_B = 21 \text{ KN}$

✓  $R_A = 40,51 - 21 = 19,5 \text{ KN}$ .

✚ Calcul des efforts internes :

Tronçon 1 :  $0 \leq x \leq 1,4 \text{ m}$



$$T(x) = 19,5 - 8,35 x$$

$$\left\{ \begin{aligned} x = 0 & \quad T(0) = 19,5 \text{ KN} \\ x = 1,40 \text{ m} & \quad T(1,40) = 7,81 \text{ KN} \end{aligned} \right.$$

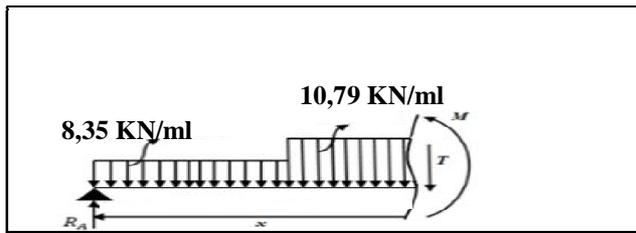
$$\left\{ \begin{aligned} x = 0 & \quad T(0) = 19,5 \text{ KN} \\ x = 1,40 \text{ m} & \quad T(1,40) = 7,81 \text{ KN} \end{aligned} \right.$$

$$M(x) = 19,5 x - 8,35 \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{aligned} x = 0 & \quad M(0) = 0 \\ x = 1,40 \text{ m} & \quad M(1,40) = 19,12 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} x = 0 & \quad M(0) = 0 \\ x = 1,40 \text{ m} & \quad M(1,40) = 19,12 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$$

Tronçon 2:  $1,4 \leq x \leq 3,8 \text{ m}$



$$T(x) = 19,5 - 8,35 \times 1,4 - 10,8(x - 1,4) = 7,81 - 10,8(x - 1,4)$$

$$\begin{cases} x = 1,4 & T(1,4) = 7,81 \text{ KN} \\ x = 3,8\text{m} & T(3,8) = -18 \text{ KN} \end{cases}$$

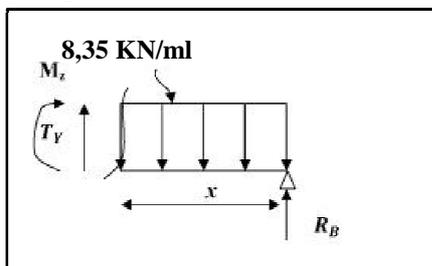
$$M(x) = 19,5x - 8,35 \times 1,4(x - 0,7) - 10,8 \frac{(x - 1,4)^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 1,4 & M(1,4) = 19,12 \text{ KN.m} \\ x = 3,8\text{m} & M(3,8) = 6,8 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} x = 1,4 & M(1,4) = 19,12 \text{ KN.m} \\ x = 3,8\text{m} & M(3,8) = 6,8 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} x = 1,4 & M(1,4) = 19,12 \text{ KN.m} \\ x = 3,8\text{m} & M(3,8) = 6,8 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tronçon 3 :  $0 \leq x \leq 0,35\text{m}$



$$T(x) = -21 + 8,35x$$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = -21 \text{ KN} \\ x = 0,35\text{m} & T(0,35) = -18 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = -21 \text{ KN} \\ x = 0,35\text{m} & T(0,35) = -18 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = 21x - 8,35 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \\ x = 0,35\text{m} & M(0,35) = 6,8 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \\ x = 0,35\text{m} & M(0,35) = 6,8 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Calcul du moment max:

Tronçon 1 :  $0 \leq x \leq 0,35\text{m}$

$$\Rightarrow T(x) = -21 + 8,35x = 0$$

La distance correspondant au moment max est :  $x = \frac{21}{8,35} = 2,5 \text{ m} > 1,4 \text{ m}$

$$\text{Donc : } M_{max} = 20,87(2,5) - 8,35 \frac{(2,5)^2}{2} = 26,08 \text{ KN.m}$$

- Il faut tenir compte des encastremets partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment maximum aux appuis et en travée.

- $M_{max}$  aux appuis :

$$M_{max}^A = -0,3 M_{max} = -0,3 \times 26,08 = -7,82 \text{ KN.m}$$

- $M_{max}$  en travée :

$$M_{max}^t = 0,85 M_{max} = 0,85 \times 26,08 = 22,17 \text{ KN.m}$$

- Diagramme des sollicitations à L'ELS:

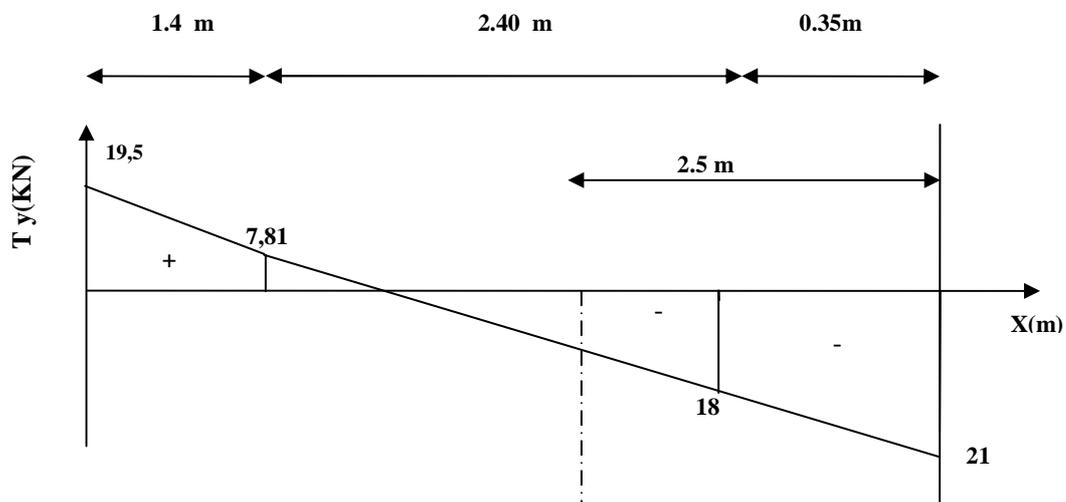


Diagramme des Efforts tranchants

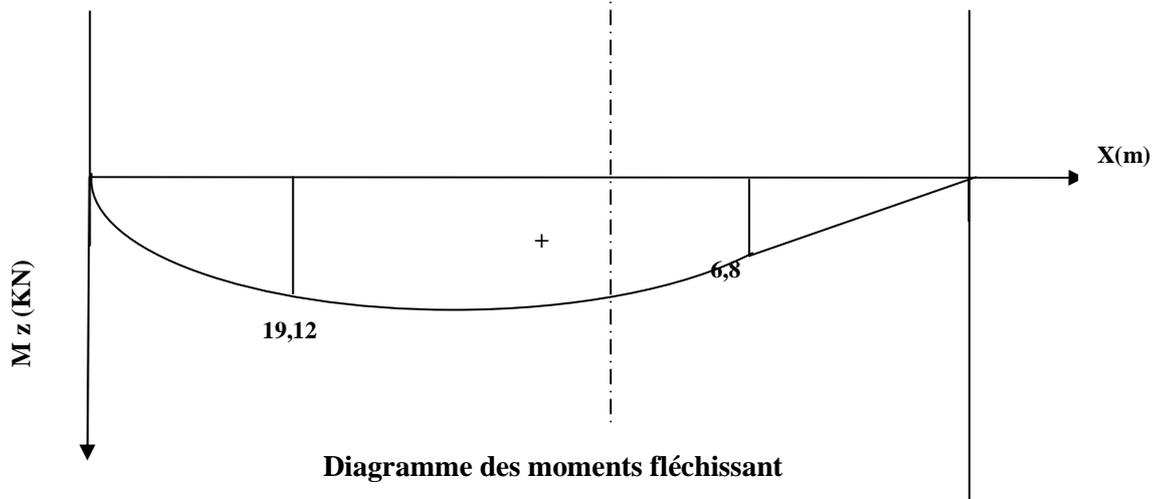


Diagramme des moments fléchissant

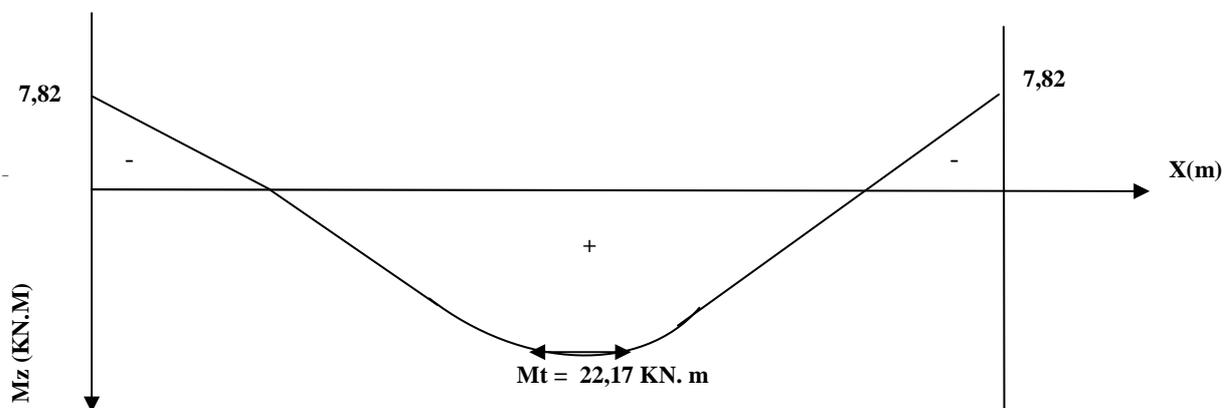


Diagramme des moments corrigés à L'ELS

**III-4-3-4: Vérification à l'ELS.**

**1. Vérification des contraintes:**

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

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

**- Aux appuis :**

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

on a :  $\sigma_{st} = \frac{M_{max}^s}{A_a \times \beta_1 \times d}$

Avec :  $A_a = 4,71 \text{ cm}^2$  ;  $M_{max}^s = 7,82 \text{ KN.m}$

$\beta_1$  est en fonction de :  $\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b d} = \frac{100 \times 4,71}{100 \times 15} = 0,314$

$\{K_1 = 41,96\}$   
 $\{\beta_1 = 0,913\} \Rightarrow$  Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.

$$\sigma_{st} = \frac{7,82 \times 10^3}{0,913 \times 15 \times 4,71} = 121,23 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

✓  $\sigma_{st} = 121,23 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow$  La Condition est vérifiée.

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

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{41,96} = 0,024$$

$$\sigma_{bc} = 0,024 \times 121,23 = 2,9 \text{ MPa}$$

✓  $\sigma_{bc} = 2,9 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$  Condition est vérifiée.

**- En travée :**

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

on a :  $\sigma_{st} = \frac{M_{max}^t}{A_t \times \beta_1 \times d}$

Avec :  $A_t = 6,78 \text{ cm}^2$  ;  $M_t = 22,17 \text{ KN.m}$

$\beta_1$  est en fonction de :  $\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 15} = 0,452$

$\{K_1 = 33,93\}$   
 $\{\beta_1 = 0,897\} \Rightarrow$  À partir des tableaux, à l'ELS.

$$\sigma_{st} = \frac{22,17 \times 10^3}{0,897 \times 15 \times 6,78} = 243,03 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

✓  $\sigma_{st} = 243,03 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow$  Condition est vérifiée.

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

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \text{ Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{33,93} = 0,029$$

$$\sigma_{bc} = 0,029 \times 243,03 = 7,05 \text{ MPa.}$$

✓  $\sigma_{bc} = 7,05 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$

**2. Etat limite d'ouverture des fissures :**

Nous avons une fissuration peu préjudiciable  $\Rightarrow$  aucune vérification n'est nécessaire

**3. Vérification de la flèche (Etat limite de déformation) (Art B.6.8.424 BAEL 91 modifiée 99).**

On doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10 M_{0s}} \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

AN:

$$\frac{h}{l} = \frac{0,17}{4,4} = 0,038 < \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{Condition n'est pas vérifiée}$$

**donc la flèche n'est pas vérifier**

➤ Calcul de la flèche

$$f = \frac{5 q_s l^2}{384 E_v I} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} \text{ Avec : } q_s = 10,79 \text{ KN/ml}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{C28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

I : moment d'inertie de la section homogénéisée

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_t (V_2 + C)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}; \quad S_{xx} : \text{Moment statique}$$

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 6,78 \times 15 = 15975,5 \text{ cm}^3$$

$B_0$  : surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15A_t = (100 \times 17) + 15 \times 6,78 = 1801,7 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{15975,5}{1801,7} = 8,87 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8,87 = 8,13 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} (8,87^3 + 8,13^3) + 15 \times 6,78 \times (8,13 + 2)^2 = 51610,53 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{10,79 \times 4,4^2 \times 10^3}{10818,86 \times 10^6 \times 51610,53 \times 10^{-8}} = 0,000097 \text{ m} = 0,001 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{440}{500} = 0,88 \text{ cm}$$

$f = 0.001\text{cm} < \bar{f} = 0.88\text{ cm} \rightarrow$  Condition vérifiée.

**Conclusion:**

Suite aux différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons pour le ferrailage des planchers en corps creux celui adopté précédemment :

• **Aux appuis :**

- Armatures principale: 6HA10 avec un espacement de 20 cm
- Armatures de répartition: 6HA8 avec un espacement de 20 cm

• **En travées:**

- Armatures principale: 6HA12 avec un espacement de 20 cm
  - Armatures de répartition: 6HA8 avec un espacement de 20 cm
-

### III-5:Calcul de la poutre palière

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la palier, semi encastré à ces extrémités dans les poteaux .

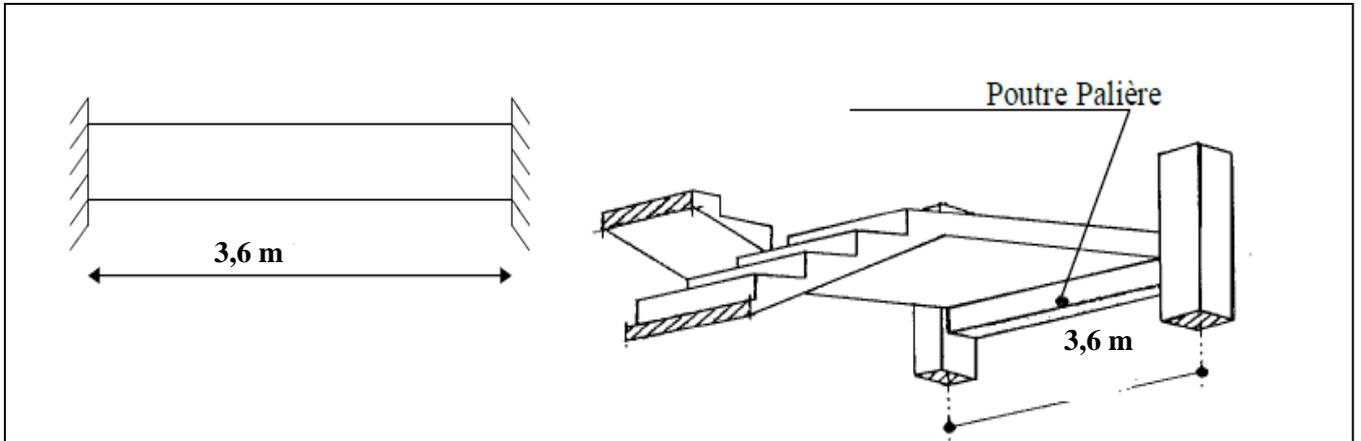


Figure III-5-1: Schéma de la poutre palière

#### III-5-1:Dimensionnement

On opte pour le dimensionnement suivant qui a été constaté auparavant dans le chapitre précédent:

- La portée max=360 cm
- La largeur:  $b=30$  cm
- La hauteur:  $h=35$  cm
- L'encrage  $c=c'=3$  cm
- La hauteur utile:  $d=32$  cm

#### III-5-2:Evaluation des charges et surcharges

- Les charges permanentes :

Poids propre de la poutre :  $0,35 \times 0,30 \times 25 = 2,625$  KN/ml

Poids du mur (double cloison) :  $2,44 \times 1\text{m} = 2,44$  KN/ml

Réaction du palier à l'ELU :  $R_u = 29,11$  kN

Réaction du palier à l'ELS :  $R_s = 21$  kN

- La surcharge d'exploitation :

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

#### III-5-3:Calcul de la poutre palière

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaire

### III-5-3-1: Calcul à L'ELU

- Combinaisons de charges :

-ELU :  $q_u = 1,35 G + R_u = 1,35 \times (2,625 + 2,44) + 29,11 = 35,95 \text{ KN/ml}$ .

- Calcul des efforts internes :

Moment isostatique :

$$M_u = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{35,95 \times (3,6)^2}{8} = 58,23 \text{ KN.m.}$$

Effort tranchant :

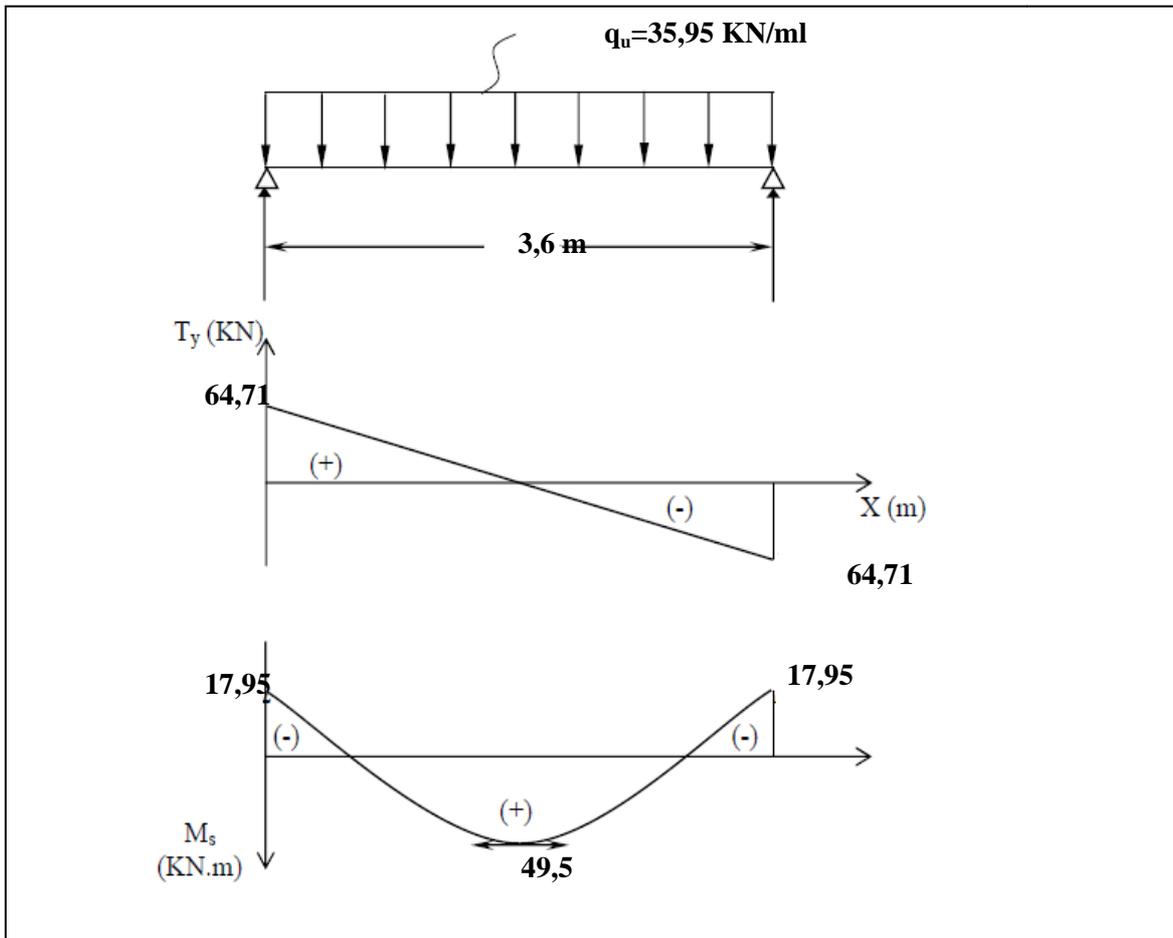
$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{35,95 \times 3,6}{2} = 64,71 \text{ KN.}$$

En tenant compte de l'effort de semi encastrement on aura :

$$M_{\max}^A = -0,3 M_{\max} = -0,3 \times 58,23 = -17,95 \text{ KN.m}$$

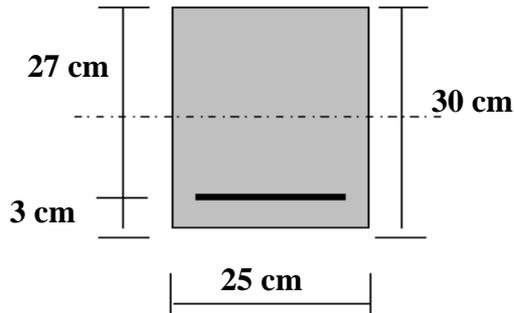
$$M_{\max}^t = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 58,23 = 49,5 \text{ KN.m}$$

### Diagrammes des efforts internes à l'ELU:



### Calcul des armatures :

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire ( $b \times h$ ) tel que:



#### • Armature longitudinales :

✓ Aux appuis :  $M_{\max}^A = -17,95 \text{ KN.m}$

$$\mu_A = \frac{M_u^A}{bd^2f_{bu}} = \frac{17,95 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14.2} = 0,04 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,980$$

$$A_{Ap} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{17,95 \times 10^3}{0.980 \times 32 \times 348} = 1,65 \text{ cm}^2$$

✓ On opte pour une section d'armature 3HA14 = 4,62 cm<sup>2</sup>

✓ En travée :  $M_{\max}^t = 49,5 \text{ KNm}$

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{bd^2f_{bu}} = \frac{49,5 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14.2} = 0,113 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,940$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{49,5 \times 10^3}{0,940 \times 32 \times 348} = 4,73 \text{ cm}^2$$

✓ On opte pour une section d'armature 3HA6  $\Rightarrow A_{Ap} = 6,03 \text{ cm}^2$

#### Calcul des Armatures Transversales :

Diamètre des armatures transversales (Art A.7.2 BAEL 91 modifiée 99).

$$\text{On a : } \phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_{lmax} ; \frac{b}{10} \right)$$

Avec:  $\phi_{lmax}$  : Diamètre maximal des armatures longitudinales

$$\phi_t = \min \left( \frac{300}{35} ; 16 ; \frac{300}{10} \right) = \min(8,6 ; 16 ; 30) \Rightarrow \phi = 8,6 \text{ mm} = 0,86 \text{ cm}$$

✓ On opte pour une section d'armature 2HA8  $\Rightarrow A_{adop} = 1,00 \text{ cm}^2$ .

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier et un cadre en  $\phi 8$ .

#### III-5-3-2: Vérification à l'ELU

1. Condition de non fragilité du béton de la section minimale (BAEL 91/Art B.4.2.1)

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaire

### 1-Calcul de la section minimale.

On doit vérifier que :  $A_s \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$

- **En travée :**

$$A_{st}^{\min} = \frac{0,23 \times 30 \times 32 \times 2,1}{400} = 1,16 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st}^{\min} = 1,16 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 6,03 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$A_{st}^{\min} = \frac{0,23 \times 30 \times 32 \times 2,1}{400} = 1,16 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st}^{\min} = 1,16 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 4,62 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### 2. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.211 BAEL 91 modifiée 99).

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

Avec :  $T_{\max} = 64,71 \text{ KN.}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min(2,5 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa.} \\ \tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{64,71 \times 10^3}{300 \times 320} = 0,67 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

✓  $\tau_u = 0,67 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée, pas de risque de cisaillement.}$

### 3. Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (Art 6.1.3 BAEL 91 modifiée 99).

On doit vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$

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

Avec:  $\Psi_s$  : Coefficient de scellement

$$\Psi_s = \begin{cases} 1,5 & \text{pour les Haute adhérence} \\ 1 & \text{pour les ronds lisse} \end{cases}$$

et:  $\tau_{se} = \frac{v_u}{0,9d \sum u_i}$

Avec :  $\sum u_i$  : somme de périmètres utiles de barres.

AN:

- **En travée :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 1,6 = 15,07 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{64,71 \times 10^3}{0,9 \times 150,7 \times 320} = 1,50$$

✓  $\tau_{se} = 1,5 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

- **Aux appuis :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3,14 \times 1,4 = 13,18 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{64,71 \times 10^3}{0,9 \times 131,8 \times 320} = 1,7 \text{ MPa.}$$

✓  $\tau_{se} = 1,7 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow$  **Condition vérifiée.**

Donc Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

#### 4. Influence de l'effort tranchant.

##### Sur les aciers (Art A5.1.312 BAEL 91 modifiée 99).

On doit vérifier que :  $A_{st} \geq A_{min} = \left( T_{max} - \frac{M_{max}^a}{0,9 d} \right) \times \frac{Y_s}{f_e}$

$$A_{min} = \left( 64,71 - \frac{17,95}{0,9 \times 0,32} \right) \times \frac{1,15}{400} = -0,36 \text{ cm}^2$$

✓  $A_{st} = 4,62 > A = -0,36 \text{ cm}^2 \rightarrow$  **Condition vérifiée; Les armatures calculées sont suffisants.**

##### Sur le béton (BAEL91/99 Art A 5.1.313).

On doit vérifier que :  $\frac{2 T_{max}}{0,9 b_0 d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec :

$$T \leq \frac{0,8 \times 0,9 f_{c28} b_0 d}{2 \gamma_b} = 0,36 \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b} = \frac{0,36 \times 25 \times 30 \times 32}{1,5} 10^{-1} = 576 \text{ KN.}$$

$T_{max} = 64,71 \text{ KN} < T = 576 \text{ KN} \rightarrow$  Condition vérifiée.

#### 5. Ancrage des armatures (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99).

On a :  $l_s = \frac{\varnothing f_e}{4 \tau_{su}}$

Avec :  $\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$

AN :  $l_s = \frac{400 \times 1,6}{4 \times 2,835} = 56,44 \text{ cm}$

-La longueur mesurée hors crochets est au moins égale  $0,4 l_s$  pour les aciers HA

$$l_{ad} = 0,4 l_s = 0,4 \times 56,44 = 22,57 \text{ cm}$$

✓ on prend  $l_s = 20 \text{ cm}$

#### 6. Espacement des barres : (Art 7-5-2-2/RPA 99 version 2003)

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{H}{4} ; 12\varnothing \right\} = \min(8,75 \text{ cm} ; 16,8 \text{ cm}) = 8,75 \text{ cm}$$

✓ on opte pour  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

- En zone courante :

$$S_t \leq \frac{H}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm},$$

✓ on opte pour  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

**III-5-3-3:Calcul à L'ELS:**

• Combinaisons de charges :

-ELS :  $q_s = G + R_s = (2,625 + 2,44) + 21 = 26,06 \text{ KN/ml}$ .

• Calcul des efforts internes :

Moment isostatique :

$$M_s = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{26,06 \times (3,6)^2}{8} = 42,22 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

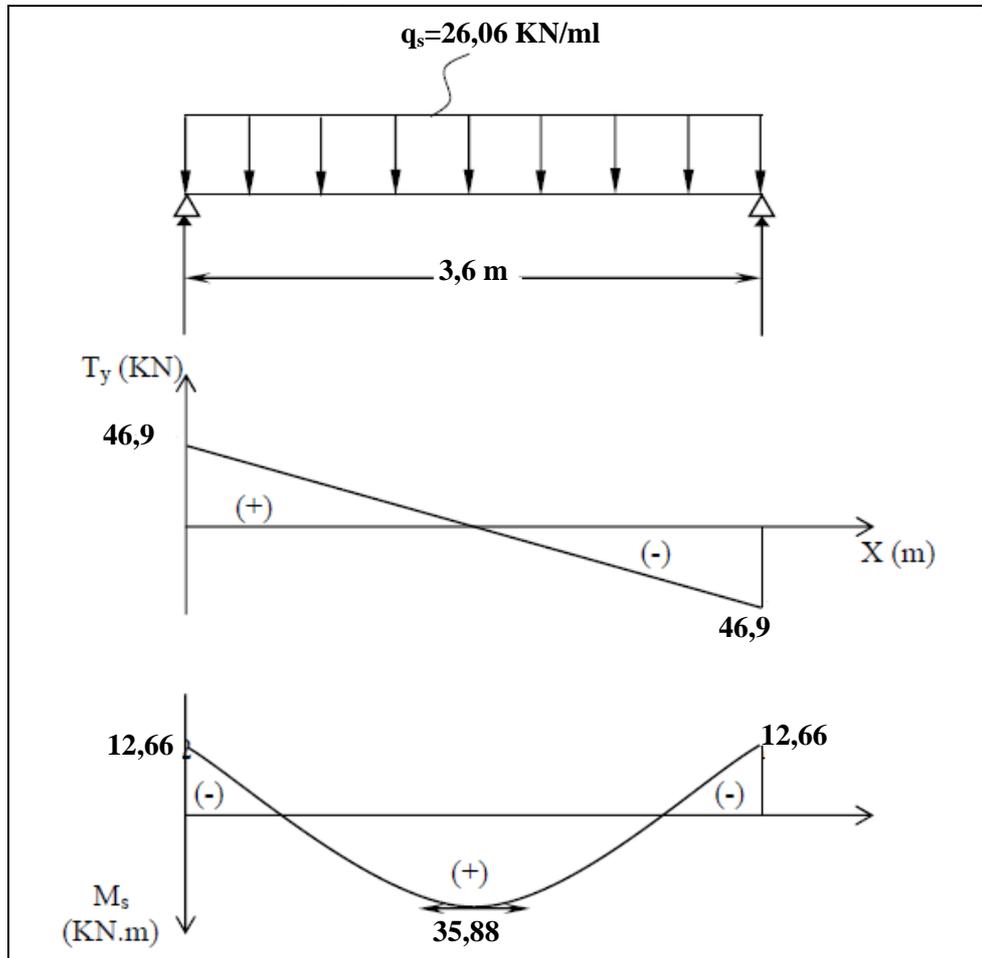
$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{26,06 \times 3,6}{2} = 46,9 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'effort de semi encastrement on aura :

$$M_{\max}^A = -0,3 M_{\max} = -0,3 \times 42,22 = -12,66 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max}^t = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 42,22 = 35,88 \text{ KN.m}$$

Diagrammes des efforts internes :



### III-5-3-4:Vérification à l'ELS

#### 1. Vérification des contraintes:

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

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

#### - Aux appuis :

##### ✓ Vérification de la contrainte dans les aciers

on a :  $\sigma_{st} = \frac{M_{max}^s}{A_a \times \beta_1 \times d}$

Avec :  $A_A = 4,62 \text{ cm}^2$  ;  $M_{max}^s = 12,66 \text{ KN.m}$

$\beta_1$  est en fonction de :  $\rho_1 = \frac{100 \times A_A}{b d} = \frac{100 \times 4,62}{30 \times 35} = 0,44$

$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 35,5 \\ \beta_1 = 0,899 \end{array} \right\} \Rightarrow$  Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.

$$\sigma_{st} = \frac{12,66 \times 10^3}{0,899 \times 32 \times 4,62} = 95,25 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

✓  $\sigma_{st} = 95,25 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow$  La Condition est vérifiée.

##### ✓ Vérification de la contrainte dans le béton.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{C28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{35,5} = 0,028$$

$$\sigma_{bc} = 0,028 \times 95,5 = 2,69 \text{ MPa}$$

✓  $\sigma_{bc} = 2,69 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$  Condition est vérifiée.

#### - En travée :

##### ✓ Vérification de la contrainte dans les aciers

on a :  $\sigma_{st} = \frac{M_{max}^t}{A_t \times \beta_1 \times d}$

Avec :  $A_t = 6,03 \text{ cm}^2$  ;  $M_t = 35,88 \text{ KN.m}$

$\beta_1$  est en fonction de :  $\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 6,03}{30 \times 32} = 0,628$

$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 27,86 \\ \beta_1 = 0,884 \end{array} \right\} \Rightarrow$  À partir des tableaux, à l'ELS.

$$\sigma_{st} = \frac{35,88 \times 10^3}{0,884 \times 32 \times 6,03} = 210,34 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

✓  $\sigma_{st} = 210,34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow$  Condition est vérifiée.

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaire

---

✓ Vérification de la contrainte dans le béton.

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \text{ Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{27,86} = 0,035$$

$$\sigma_{bc} = 0,035 \times 210,34 = 7,55 \text{ MPa.}$$

✓  $\sigma_{bc} = 7,55 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition est vérifiée.

2. Etat limite d'ouverture des fissures :

Nous avons une fissuration peu préjudiciable  $\Rightarrow$  aucune vérification n'est nécessaire

3. Vérification de la flèche (Etat limite de déformation) (Art B.6.8.424 BAEL 91 modifiée 99).

On doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{l} \leq \frac{M_t}{10 M_{0s}} \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{0,35}{3,6} = 0,097 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{M_t}{10 M_0} = \frac{35,88}{10 \times 46,9} = 0,076 < \frac{h}{l} = 0,097 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{6,03}{30 \times 35} = 0,0057 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ donc la flèche est vérifiée

conclusion:

*Suite aux différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons pour le ferrailage des balcons celui adopté précédemment :*

les armatures longitudinales:

- en travée: 3HA16
- aux appuis : 3HA14

les armatures transversales:

Cadre et épingle en HA8

---

### III-6:La charpente:

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

L'étude de la charpente revient à la détermination des efforts revenant à chacun des éléments (pannes, chevrons, et liteaux), et à la vérification de leurs résistances aux différentes sollicitations.

Le bâtiment comporte une charpente en bois qui supporte une couverture en tuiles mécanique, elle représente deux versants inclinée de 15°.

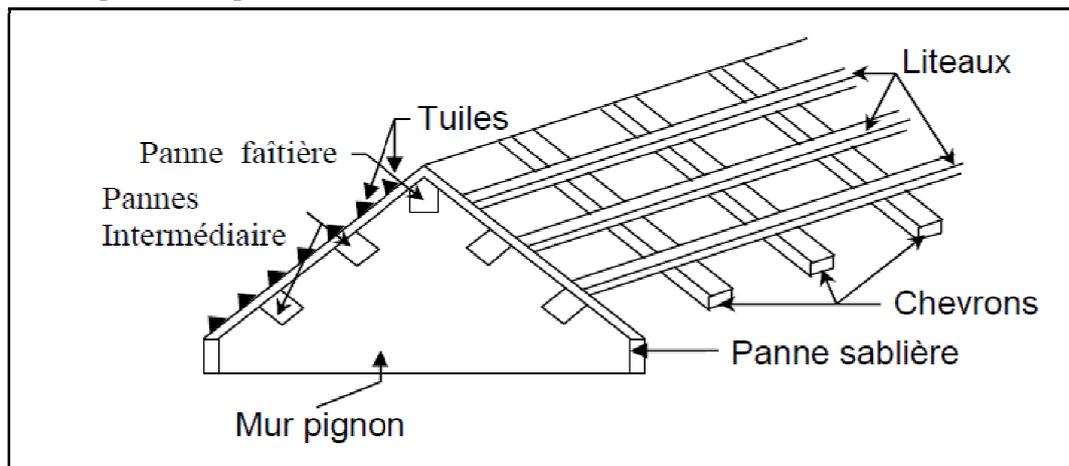


Figure III-6-1:Schéma descriptif de la toiture.

#### III-6-1:Détermination des charges : (DTR BC.2.2)

➤ Charge permanente :

Poids propre des tuiles et des liteaux :  $G_t = 0,45 \text{ KN/m}^2$

Poids propre des pannes et des chevrons :  $G_p = 0,1 \text{ KN/m}^2$

$$\Rightarrow G = G_t + G_p = 0,45 + 0,1 = 0,55 \text{ KN/m}^2$$

➤ Charge d'exploitation :

Poids de la neige :  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

➤ Combinaison des charges :

-A l'état limite ultime E.L.U :  $q_u = 1,35G + 1,5Q$

$$q_u = 1,35 \times 0,55 + 1,5 \times 1 = 2,24 \text{ KN/m}^2$$

-A l'état limite de service E.L.S :  $q_s = G + Q$

$$q_s = 0,55 + 1 = 1,55 \text{ KN/m}^2$$

#### III-6-2:Etude sous la neige selon RNVA99

Le règlement (RNVA99) définit les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute la surface de la toiture. Il s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie située à une altitude inférieure à 2000 mètre.

### ✚ calcul de la charge de la neige:

la charge caractéristique de la neige  $S$  par unité de surface en projection horizontale de la toiture s'obtient par la formule suivante:  $S = \mu S_k$

Avec:

$S_k$ : la charge de la neige sur le sol donnée en fonction de la zone de neige par commune et son altitude en [KN/m<sup>2</sup>]

$\mu$  = coefficient d'ajustement des charges ou bien coefficient de forme donné en fonction de la forme de la toiture et le type de chargement de la neige.

#### • Détermination de $S_k$

Pour la zone de neige : commun Tizi Ouzou → Zone A:  $S_k = \frac{0,07 \times H + 15}{100}$

Avec: H: l'altitude par rapport au niveau de la mer = 1000 m

AN:  $S_k = 0,07 \times 1000 + 15 / 100 = 0,85 \text{ KN/m}^2$

#### • Détermination de $\mu$ :

Dans notre cas on a :

- Cas de charge de neige répartie sans redistribution par le vent  
- Toiture simple à deux versants identique de même angle  $\alpha = 15^\circ$  }  $\mu = 0,8$

✓ Ce qui nous donne:  $S = 0,8 \times 0,85 = 0,68 \text{ KN/m}^2$

### ✚ Combinaisons de charges

Pour le chargement en prend en compte celles qui produisent les effets les plus défavorable.

A ELU :

Pour  $\alpha = 15^\circ \rightarrow \cos 15^\circ = 0,97$

- Sous la neige :  $S_y = 1\text{m} \times 0,68 \cos \alpha = 0,68 \times 0,97 = 0,659 \text{ KN/ml}$
- Sous G:  $G_y = 1\text{m} \times 0,55 / \cos \alpha = 1\text{m} \times 0,55 / 0,97 = 0,567 \text{ KN/ml}$
- Sous Q:  $Q = 1\text{m} \times 1 / \cos \alpha = 1\text{m} \times 1 / 0,97 = 1,03 \text{ KN/ml}$

D'ou la combinaison suivante :

$$q_{u1} = 1,35 G_y + 1,5 S_y = 1,35 (0,567) + 1,5 (0,659) = 1,75 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u2} = 1,35 G_y + 1,5 Q = 1,35 (0,567) + 1,5 (1,03) = 2,31 \text{ KN/ml}$$

$$\rightarrow q_u = \max(q_{u1}; q_{u2}) = 2,31 \text{ KN/ml}$$

A ELS:

$$q_{s1} = G + Q = 0,567 + 1,03 = 1,59 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s2} = G + S = 0,567 + 0,659 = 1,23 \text{ KN/ml}$$

$$\rightarrow q_s = \max(q_{s1}; q_{s2}) = 1,59 \text{ KN/ml}$$

### III-6-3: Calcul des éléments de la toiture

#### III-6-3-1: Calcul des pannes:

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

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

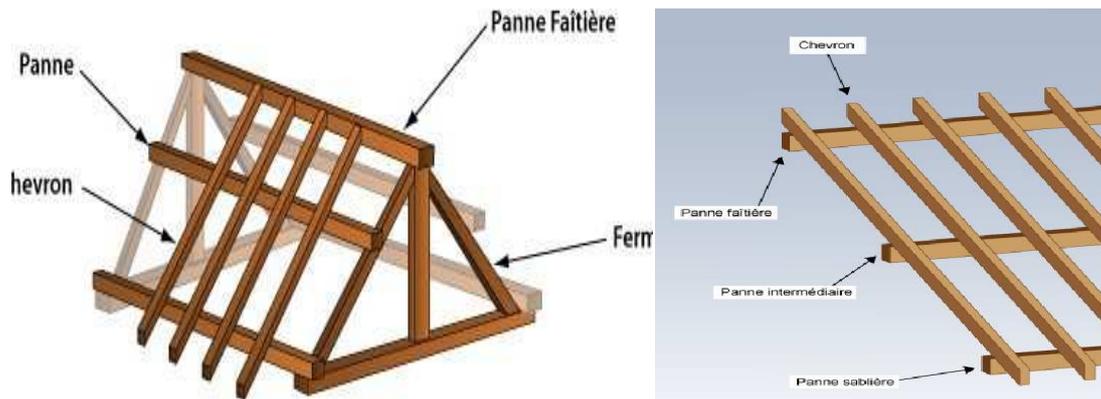


Figure III-6-2 : schémas représentant les pannes.

✓ Dimensionnement de la panne :

• Efforts revenant aux pannes :

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

A L'ELU:

-Espacement des pannes :

$$L = 6.37 / \cos 15^\circ = 6,6 \text{ m}$$

Entre axes des pannes est  $e = 6,6 / 8 = 0,83 \text{ m}$

$$\Rightarrow q_p = q_u \times e_p = 2,31 \times 0,83 = 1,92 \text{ KN/ml}$$

-Détermination de  $q_{py}$  ,  $q_{pz}$ :

• Suivant l'axe yy

$$q_{py} = q_p \sin \alpha = 1,92 \sin 15^\circ = 0,49 \text{ KN/ml}$$

• Suivant l'axe zz

$$q_{pz} = q_p \cos \alpha = 1,92 \cos 15^\circ = 1,85 \text{ KN/ml}$$

-Moments de flexion :

• Suivant yy :  $M_y = q_{pz} \frac{L_p^2}{8} = 1,85 \times \frac{6,37^2}{8} = 9,38 \text{ KN m}$

• Suivant zz :  $M_z = q_{py} \frac{L_p^2}{8} = 0,49 \times \frac{6,37^2}{8} = 2,48 \text{ KN m}$

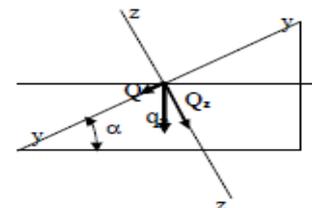
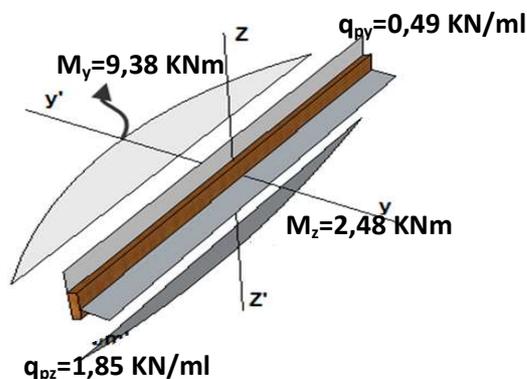
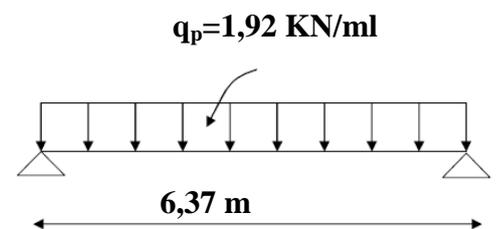


Figure III-6-3 : Diagramme des moments fléchissant sur les pannes à L'ELU

A L'ELS:

$$\Rightarrow q_p = q_s \times e_p = 1,59 \times 0,83 = 1,32 \text{ KN/ml}$$

-Détermination de  $q_{py}$  ,  $q_{pz}$ :

- Suivant l'axe yy

$$q_{py} = q_p \sin \alpha = 1,32 \sin 15^\circ = 0,34 \text{ KN/ml}$$

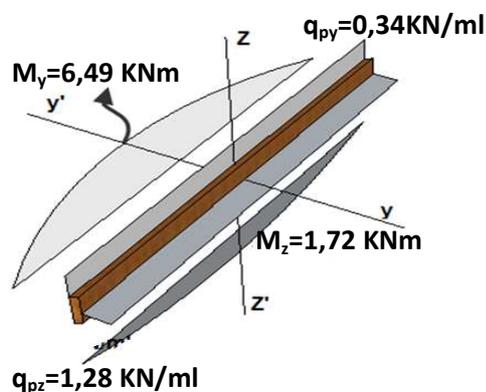
- Suivant l'axe zz

$$q_{pz} = q_p \cos \alpha = 1,32 \cos 15^\circ = 1,28 \text{ KN/ml}$$

-Moments de flexion :

- Suivant yy :  $M_y = q_{pz} \frac{L_p^2}{8} = 1,28 \times \frac{6,37^2}{8} = 6,49 \text{ KNm}$

- Suivant zz :  $M_z = q_{py} \frac{L_p^2}{8} = 0,34 \times \frac{6,37^2}{8} = 1,72 \text{ KNm}$



**Figure III-6-4 : Diagramme des moments fléchissant sur les pannes à L'ELS**

**✚ Vérification des contraintes (à l'ELS):**

On doit vérifier que :  $\sigma_f \leq \bar{\sigma}_f$

Avec : 
$$\sigma_f = \frac{M_{fy} \times v}{I_{yy}} + \frac{M_{fz} \times v}{I_{zz}}$$

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

Vérification de la section des pannes de (250 × 120) [mm<sup>2</sup>]

**a) Calcul des modules de résistance :**

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

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

$$\sigma_{fs} = \frac{6,49 \times 10^4}{1250} + \frac{1,72 \times 10^4}{600} = 80,58 \text{ daN/cm}^2$$

$\sigma_{fs} = 80,58 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée.

✓ La section adoptée est admise.

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

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

- La flèche admissible de la panne est :  $\bar{f} = \frac{L_p}{300} = \frac{637}{300} = 2,12 \text{ cm}$

- La flèche réelle est donnée par cette formule :  $f = \frac{5 \times \sigma_s \times L_p^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}$

Avec:  $E_f = 11000 \sqrt{\bar{\sigma}_f} = 11000 \sqrt{142} = 131080,128 \text{ daN/cm}^2$

AN:  $f = \frac{5 \times 80,58 \times 637^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{25}{2}} = 2,07 \text{ cm}$

✓  $f = 2,07 \text{ cm} < \bar{f} = 2,12 \text{ cm} \rightarrow$  La flèche est vérifiée.

✓ La section de pannes est admissible.

### III-6-3-2:Calcul des chevrons:

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

✓ Evaluation des charges :

On opte pour une section de  $(40 \times 60) \text{ mm}^2$

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

- La portée des chevrons est de  $l_c = 0,83 \text{ m}$ .

$G_c = bh \times \rho \Rightarrow \rho_{\text{bois}} = 6,5 \text{ KN/m}^3$

$G_c = (0,04 \times 0,06) \times 6,5 = 0,0156 \text{ KN/ml}$

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

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

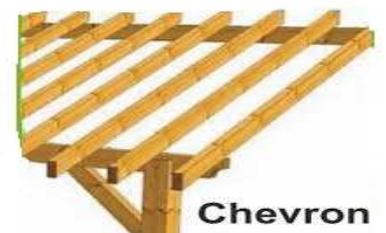
• Moments fléchissant :

$M_0 = q_c \frac{L_c^2}{8} = 1,04 \times \frac{0,83^2}{8} = 0,1 \text{ KN m}$

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

-Aux appuis :  $M_f^a = 0,8 M_0 = 0,8 \times 0,1 = 0,08 \text{ KN m}$

- En travée :  $M_f^t = 0,66 M_0 = 0,66 \times 0,1 = 0,066 \text{ KN m}$



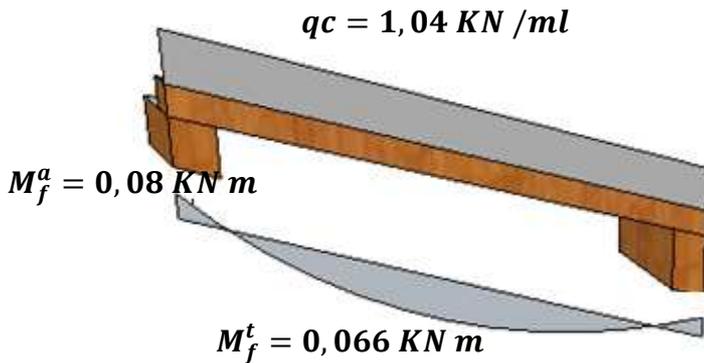


Figure III-6-5 : Diagrammes des moments fléchissant sur les chevrons.

✚ Vérification des contraintes :

On doit vérifier que :  $\sigma_f \leq \bar{\sigma}_f$

Avec :  $\sigma_f = \frac{M_f \times v}{I}$  et La contrainte admissible est  $\bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$

a) Calcul des modules de résistance :

$$W = \frac{I}{v} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^2}{6} = \frac{4 \times 6^2}{6} = 24 \text{ cm}^3$$

- Aux appuis :

$$\sigma_f^a = \frac{M_f^a}{W} = \frac{0,08 \times 10^4}{24} = 33,33 \text{ daN/cm}^2$$

$\sigma_f^a = 33,33 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée.

- En travée :

$$\sigma_f^t = \frac{M_f^t}{W} = \frac{0,066 \times 10^4}{24} = 27,5 \text{ daN/cm}^2$$

✓  $\sigma_f^t = 27,5 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée.

✚ Vérification de la flèche :

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

- La flèche admissible des chevrons est  $\bar{f} = \frac{L_c}{200} = \frac{83}{200} = 0,42 \text{ cm}$

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

Avec:  $E_f = 11000 \sqrt{\bar{\sigma}_f} = 11000 \sqrt{142} = 131080,128 \text{ daN/cm}^2$ .

• Aux appuis :

$$f_a = \frac{5 \times \sigma_f^a \times L_c^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}} = \frac{5 \times 33,33 \times 83^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{6}{2}} = 0,06 \text{ cm}$$

$f = 0,06 \text{ cm} < \bar{f} = 0,42 \text{ cm} \rightarrow$  la flèche est vérifiée aux appuis.

• **En travée :**

$$f_t = \frac{5 \times \sigma_f^t \times L_c^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}} = \frac{5 \times 27,5 \times 83^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{6}{2}} = 0,05 \text{ cm}$$

$f = 0,05 \text{ cm} < \bar{f} = 0,42 \text{ cm} \rightarrow$  la flèche est vérifiée en travée.

✓ La section de chevron est admissible.

**III-6-3-3: Calcul des liteaux**

Le calcul des liteaux se fera en flexion déviée.

le choix de la section des liteaux (30x30) mm<sup>2</sup>

✓ Evaluation des charges :

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

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

Efforts revenant aux liteaux :

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

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

$$\rightarrow q_l = q_u \times e_l = 2,10 \times 0,32 = 0,672 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

Détermination de  $q_y$  ,  $q_z$  :

• Suivant l'axe yy :  $q_{ly} = q_l \sin \alpha = 0,672 \sin 15 = 0,174 \text{ KN/ml}$

• Suivant l'axe zz :  $q_{lz} = q_l \cos \alpha = 0,672 \cos 15 = 0,649 \text{ KN/ml}$

Moments de flexion :

• Suivant l'axe yy :  $M_{fy} = q_{lz} \frac{L_l^2}{8} = 0,649 \times \frac{0,4^2}{8} = 0,013 \text{ KN m}$

• Suivant l'axe zz :  $M_{fz} = q_{ly} \frac{L_l^2}{8} = 0,174 \frac{0,4^2}{8} = 0,0035 \text{ KN m}$

✚ Vérification des contraintes :

On doit vérifier que :  $\sigma_f \leq \bar{\sigma}_f$

Avec :  $\sigma_f = \frac{M_{fy} \times v}{I_{yy}} + \frac{M_{fz} \times v}{I_{zz}}$

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

b) Calcul le module de résistance :

$$W = \frac{I}{v} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{b h^2}{6} = \frac{3 \times 3^2}{6} = 4,5 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_f = \frac{(0,013 + 0,0035) \times 10^4}{4,5} = 36,67 \text{ daN/cm}^2$$

✓  $\sigma_f = 36,67 \text{ daN/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow$  La condition est vérifiée.

✚ Vérification de la flèche

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

- La flèche admissible de la panne est  $\bar{f} = \frac{L_1}{200} = \frac{40}{200} = 0,2 \text{ cm}$
- La flèche réelle est donnée par cette formule :  $f = \frac{5 \times \sigma_f \times L_1^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}$

Avec:  $E_f = 11000 \sqrt{\bar{\sigma}_f} = 11000 \sqrt{142} = 131080,128 \text{ daN/cm}^2$

$$f = \frac{5 \times 36,67 \times 40^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{3}{2}} = 0,031 \text{ cm}$$

✓  $f = 0,031 \text{ cm} < \bar{f} = 0,2 \text{ cm} \rightarrow$  La flèche est vérifiée et la section du liteau est admissible.



Chapitre V

*Modélisation de la structure  
et vérification des exigences  
de l'RPA*

## **Introduction:**

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes: La modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

Lors d'une analyse dynamique de structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Dans notre cas le modèle adopté comporte les éléments résistants ainsi que les planchers et les escaliers, et le reste des éléments sont introduit comme un chargement.

L'étude de ce bâtiment est basée sur les résultats d'une modélisation en trois dimensions à l'aide du logiciel ROBOT BAT 2010.

---

## **V-1: Choix de la méthode de calcul**

L'étude sismique à pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes qui sont les suivantes :

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

- **Méthode statique équivalente :**

- **Définition :**

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- une ductilité suffisante ;
- une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures

- **Conditions d'application de la méthode statique équivalente :**

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

- a. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation (chapitre III, paragraphe 3.5) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III.
- b. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

**Zone IIa :**

- groupe d'usage 3.
- groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.

- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Remarque:

le bâtiment présente une zone de sismicité Zone IIa avec un groupe d'usage 2 et une hauteur totale de 28,57 m en remarque que la 2ème condition n'est pas satisfaite car  $H=28,57m > 23$  m ,donc on peut pas utiliser cette méthode.

- **Méthode d'analyse modale spectrale :**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Remarque:

Donc on choisit la méthode d'analyse modale spectrale.

Principe de la méthode d'analyse modale spectrale :

Le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse modale spectrale qui est applicable sur tous les cas d'après les règles du RPA99 version 2003 (Art 4.1.3). Pour cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

## **V-2:Modélisation de la structure sous ROBOT BAT**

### **V-2-1:Description du logiciel**

ROBOT nommé ;« **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014** »est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales.



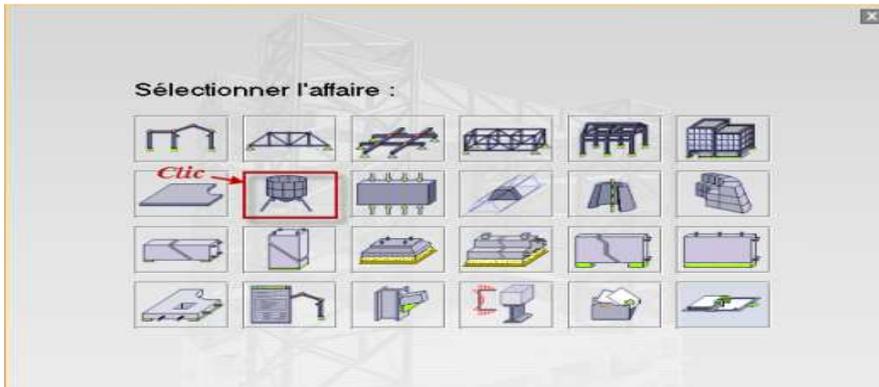
### **V-2-2:Etapes de la modélisation**

#### **V-2-2-1:Spécification de la géométrie de la structure**

- **Choix du type de la structure :**

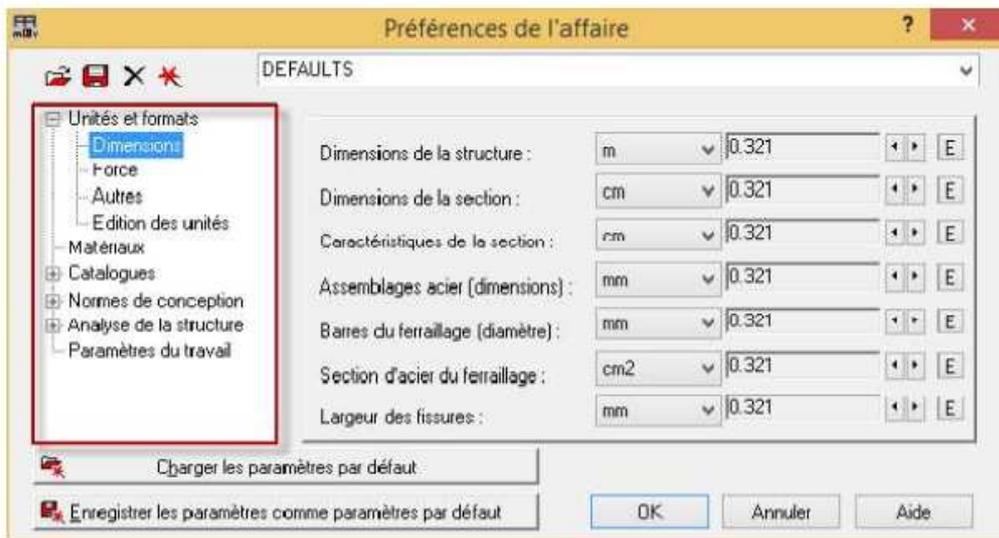
Après le lancement du programme Robot, la fenêtre ci-dessous s'affiche pour choisir le type de structure à étudier.

- Dans notre cas on choisira le type « Coque » pour l'étude de notre structure.



➤ **préférences de l'affaire :**

Dans le menu « outils » on choisit « préférences de l'affaire », ou à partir de la barre d'outils on clic sur l'icône  puis sur  pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire.



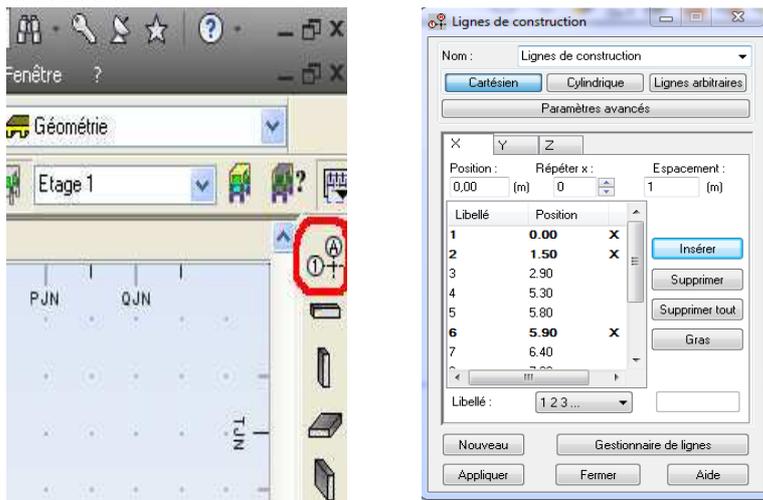
**Unités et formats :**

- **Dimensions :** mettez toutes les valeurs avec trois (3) chiffres après la virgule.
- **Force :** mettez la Force (KN), le Moment (KN.m), et la Contrainte (KN/m<sup>2</sup>).
- **Autres :** mettez le Déplacement (cm), Rotation (deg), Température (°C), Poids (KN) et la Masse (kg).
- **Edition des unités :** mettez les longueurs (m), Force (N) et Masse (kg).
  - Normes de conceptions : Pour Structure en Béton armé (BAEL91 mode.99, et Géotechnique)
  - Paramètres du travail : Dans type de maillage sélectionné (Normal).

Avant de cliquer sur OK, donner un nom à la nouvelle configuration.

➤ **Les lignes de construction :**

La première étape de modélisation c'est le dessin des lignes de construction. Ces ligne représente les axes de la structure (X, Y et Z). Dans la fenêtre de Robot allez à la première icône de la barre d'outils qui se trouve sur la droite de la fenêtre:

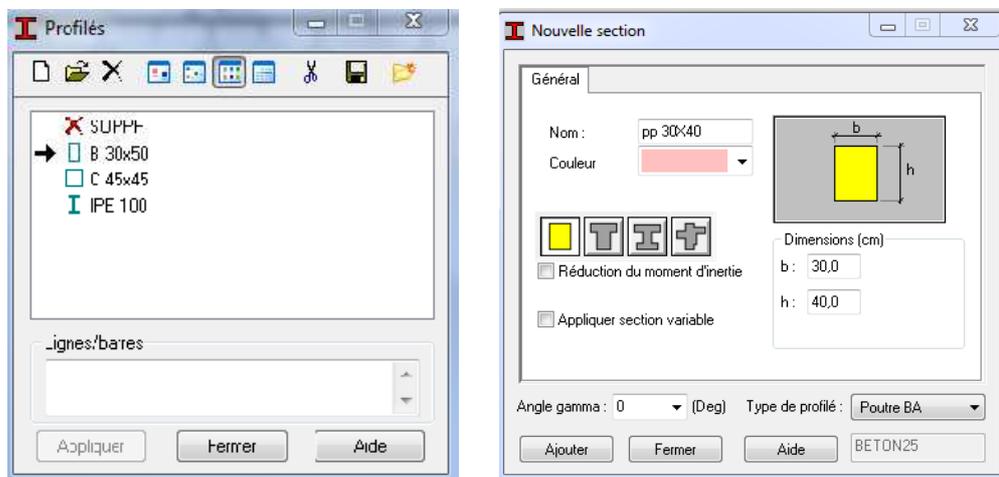


### V-2-2-2: Définition des propriétés géométrique des éléments

- les éléments barres :(poteaux et poutres)

A partir du menu déroulant « structure », « caractéristiques » puis « profilés des barres », ou bien en cliquant sur l'icône dans la barre d'outils vertical a droite de l'écran.

Puis cliquer sur « Définir un nouveau profilé », on choisit le type et la géométrie de notre profilé afin d'introduire ses dimensions.

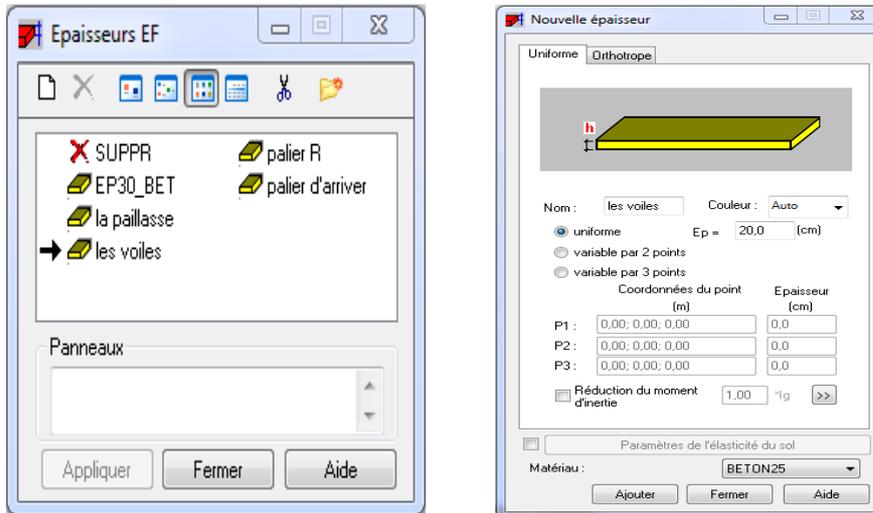


- définition des propriétés géométrique des éléments surfacique (les voiles , la paillasse, palier de repos)

A partir du menu déroulant « structure », « caractéristiques » puis « Epaisseur EF... », ou bien en cliquant sur

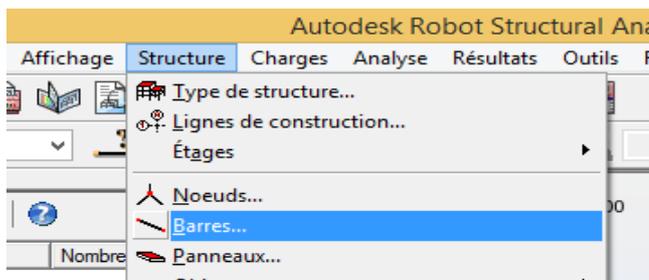
l'icône dans la barre d'outils vertical à droite de l'écran.

Une boîte de dialogue apparaît, après un clic sur« définir nouvelle épaisseur » et sur l'onglet « Uniforme » on introduit le nom, l'épaisseur ainsi que le matériau du panneau.

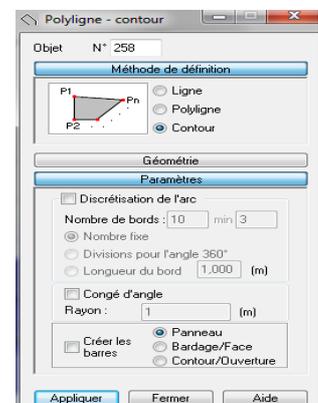
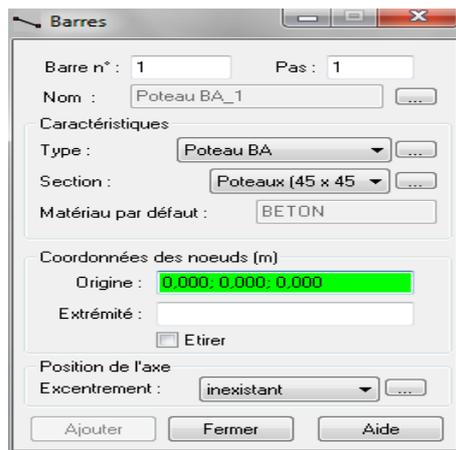


- modélisation des différents éléments géométrique de la structure:
- Affectation des éléments barre (Poteaux ; Poutres) :

Par le menu déroulant « Structures », commande « Poteaux ». Ou bien Par la barre d’outils, icône 



- Une boîte de dialogue s’affiche, On choisit l’élément (poutre, poteau) et sa section, puis on les affecte suivant les lignes de construction.



- Affectation des éléments surfaciques ( Escalier, Voiles) :

La commande Panneaux sert à définir les panneaux dans la structure, elle est accessible :Par le menu déroulant « Structures », commande « Panneaux ».

Ou bien par la barre d’outils, icône 

Avant de modéliser les éléments surfaciques, on crée leurs lignes de construction. On doit, pour cela, définir les contours des éléments surfaciques. On clique sur l'icône « Poly ligne-contour » et on coche la case « Contour » ainsi que la case « Panneau » du bouton « Paramètres ».

- Encastrement de la structure :

Afficher la structure en vue XY, on clique sur la case du repère et dans la boîte de dialogue « Vue » qui apparaît, on peut choisir de visualiser la structure en 2D.

Pour bloquer le mouvement des nœuds à la base de la structure on les sélectionne puis dans le menu « Structure », on choisit « Appuis ». Ou bien à partir de la barre d'outils, icône 

Dans la boîte de dialogue « Appuis », on clique sur l'onglet « Nodaux » puis sur « Encastrement ».

Pour encastrer la base des voiles on la sélectionne et on clique sur l'onglet « Linéaires » puis sur « Encastrement ».



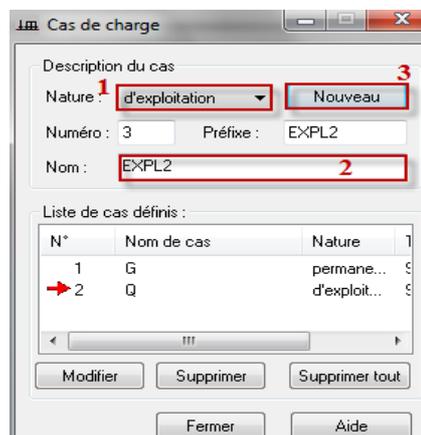
### V-2-3: Définition des charges statique(G;Q)

Pour définir les charges statiques (permanentes et d'exploitation) de la structure, Dans le menu « Chargement», « Cas de charge». Ou Par la barre d'outils, icône 

Une boîte de dialogue s'affiche :

Afin de définir un nouveau cas de charge on effectue les opérations suivantes :

- La Nature du cas de charge
- Le Nom du cas de charge
- Cliquez sur le bouton Nouveau



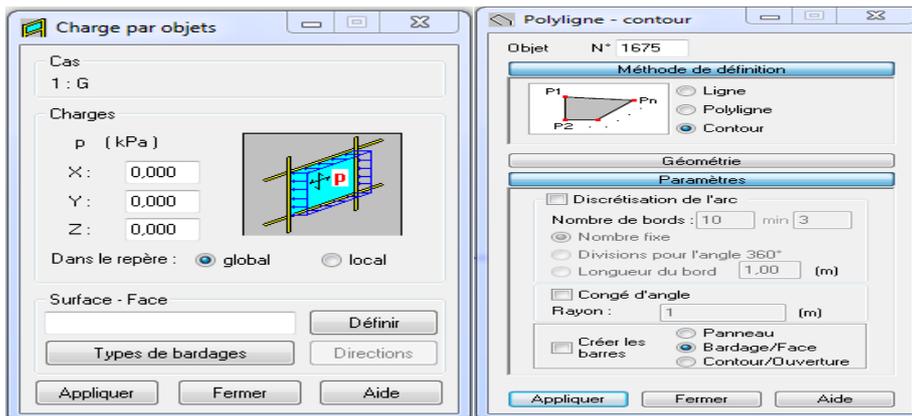
### V-2-3-1:Chargement des éléments

#### ➤ Les éléments en corps creux ( Balcons, PAF , le plancher ) :

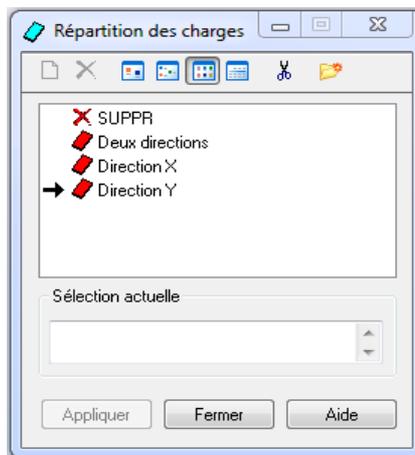
Ici on utilise le bardage qui est un panneau virtuel na ni épaisseur ni matériau chargé sur les éléments porteurs

Pour charger la structure on choisit le type de charge G (permanente) ou Q (exploitation). Pui on sélection dans le menu déroulant "charge", en clic sur la commende "autres charge" ensuite "charges surfaciques sur barres par objets 3D"

une boite de dialogue s'affiche, on clic sur "définir "ensuite "bardage/face" on dessine le bardage



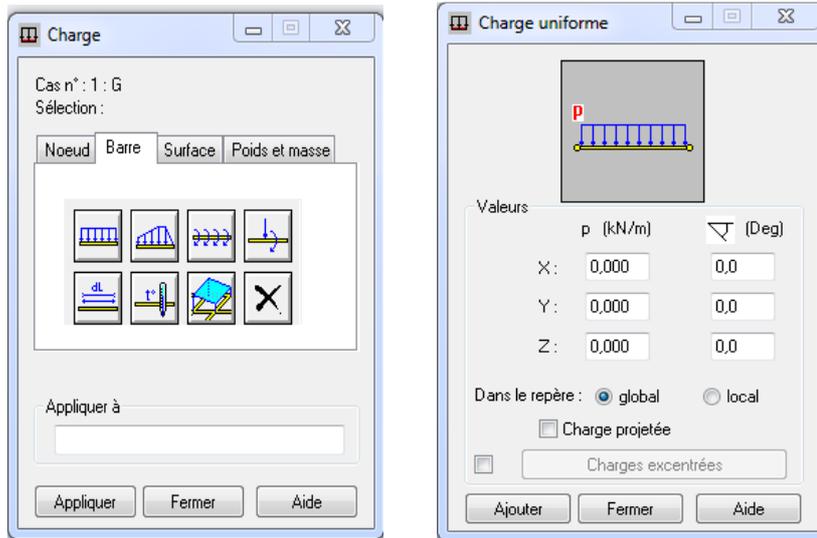
ensuite clic sur "type de bardage "une boite de dialogue s'affiche en choisit "direction Y"



Ensuite double clic sur "surface-Face" on introduit la charge G ensuite Q

#### ➤ Les Escaliers:

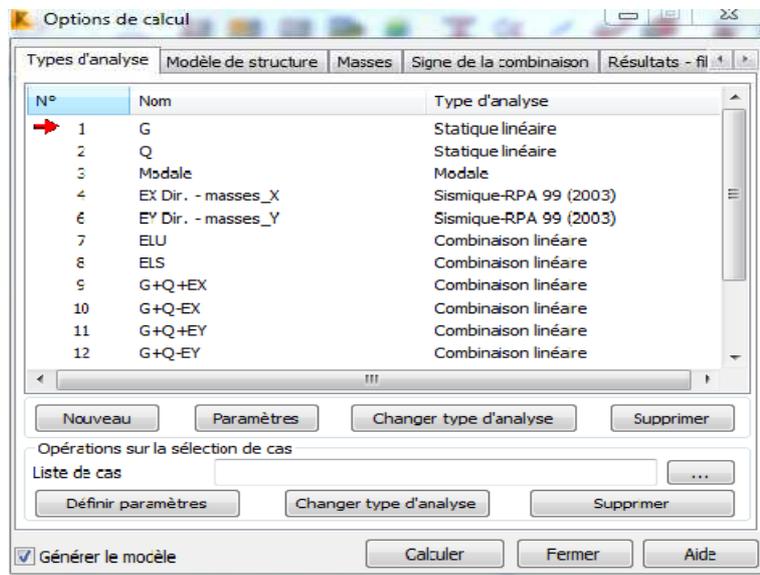
Pour charger la structure on choisit le type de charge G (permanente) ou Q (exploitation), puis on sélectionne dans le menu « charge », « définir charges », dans l'onglet «barre», on fait un clique sur « charge uniforme ».



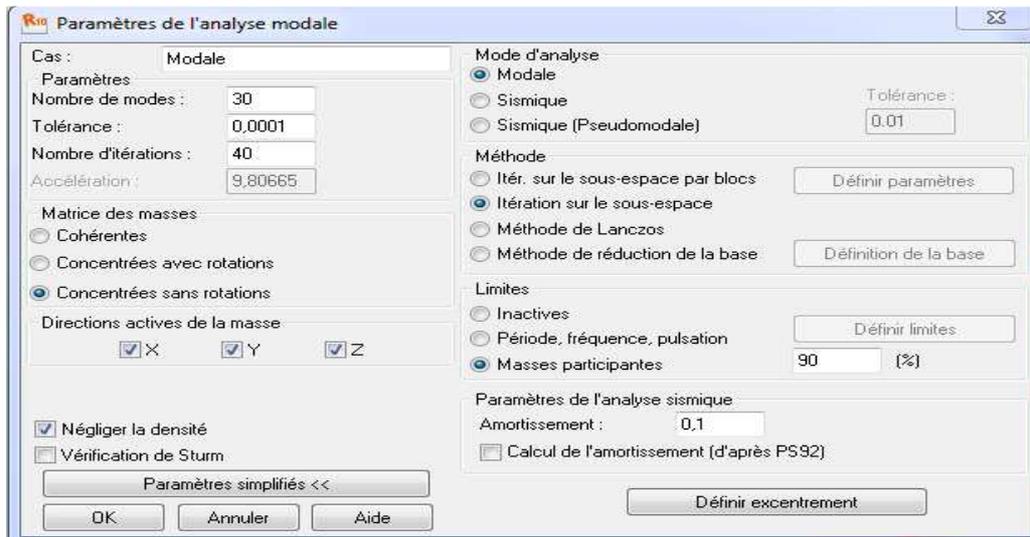
Par le même raisonnement on introduit la charge d'exploitation Q puis on charge la structure.

**V-2-4: Définition des options de calculs:(analyse statique, modale et dynamique)**

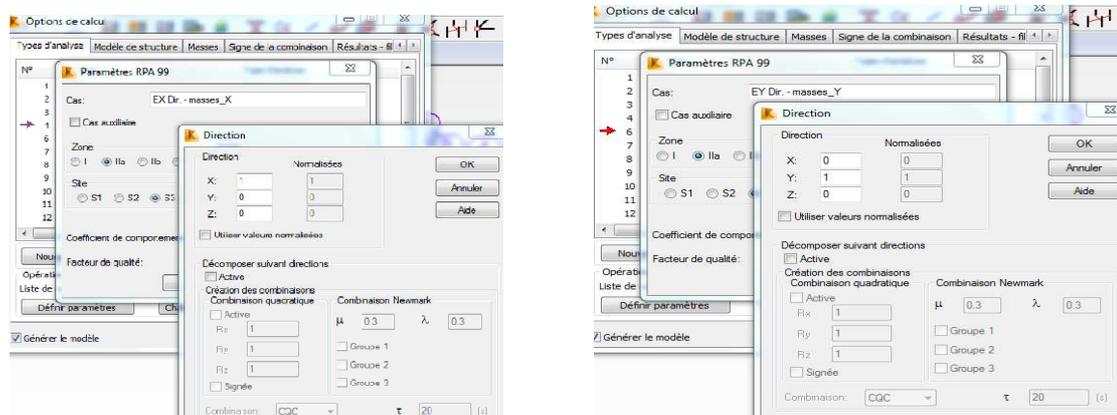
Dans le menu « Analyse », « Type d'analyse » on choisit options de calculs à savoir le type d'analyse (modale et sismique), modèle de la structure et la masse. Où l'on introduit le nombre de modes de vibration pour l'analyse modale et les valeurs des paramètres du règlement ; parasismique algérien 99 version 2003 pour l'analyse sismique.



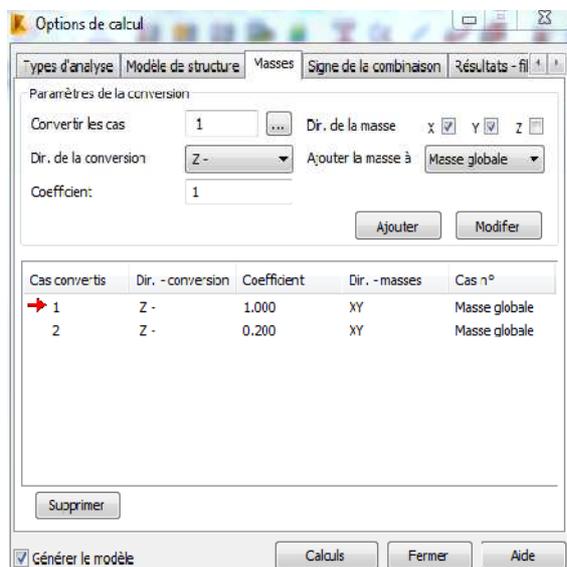
On clique sur « Nouveau » et sélectionné le champ « Modale... ». Les paramètres de l'analyse modale sont introduits dans la boîte de dialogue qui s'affiche à l'écran après validation de la précédente.



On clique une second fois sur « Nouveau », on coche la case sismique, on choisit RPA99 version2003 et OK. On introduit les paramètres concernant notre structure et on valide et met Z=0 dans « Définition de la direction ».

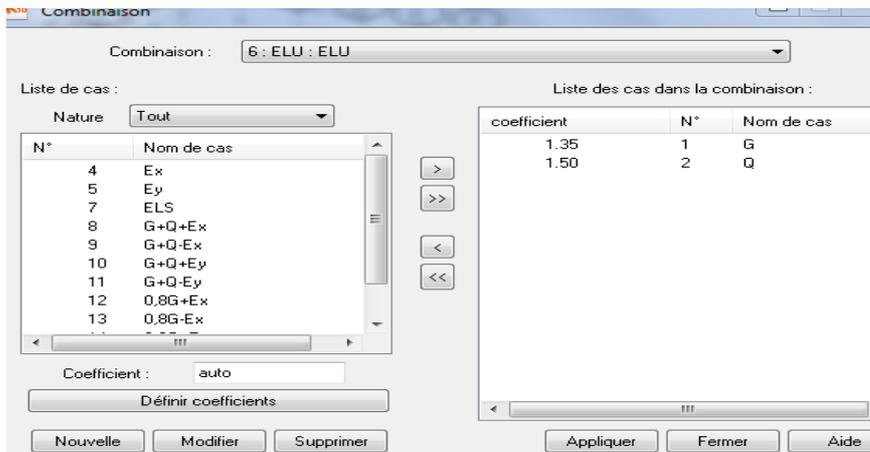


Le logiciel permet de calculer la masse de la structure à partir des éléments et des charges que l'on introduits. Dans le menu « masse » de la boîte de dialogue « option de calcul », on clique sur convertir les cas puis dans la fenêtre qui apparait, on choisit le cas de charge (G ou Q) et on clique sur  puis on ferme. On choisit la direction ainsi que le coefficient et on clique sur ajouter. On refait la même opération pour l'autre charge et on ferme.



**V-2-5:Les combinaisons d'actions**

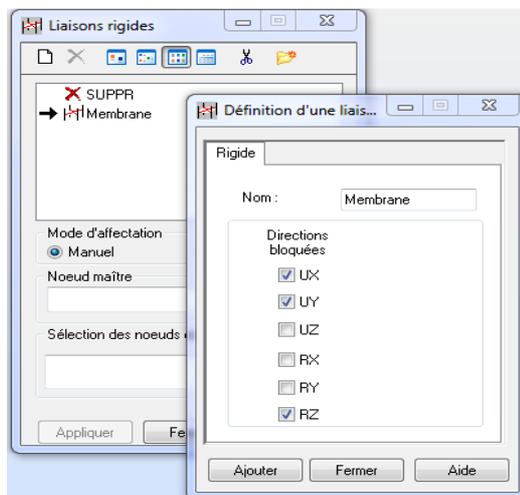
Dans le menu « chargement », « combinaison manuel », on choisi le type de la combinaison et sa nature. On valide avec la touche 



Pour faire une autre combinaison on clique sur nouvelle, on refait la même opération pour toutes les combinaisons.

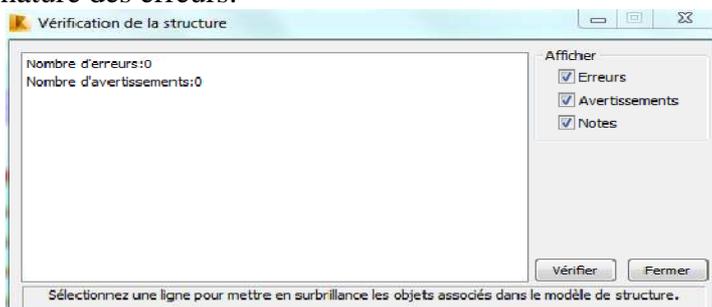
**V-2-6:Le diaphragme**

Dans le menu « structure », « caractéristiques additionnelles », on choisi "liaison rigide " une boite de dialogue s'affiche en fait double clic sur "membrane" une autre boite de dialogue s'affiche en coche la case "RZ" ensuite on sélectionne le nœud maitre et les nœuds esclaves.



**V-2-7:Vérification de la structure**

Avant de passer à l'analyse de la structure, le logiciel permet de vérifier s'il y a des erreurs dans la modélisation. Dans le menu « analyse », on clique sur « vérifier la structure » et ROBOT nous affiche le nombre et la nature des erreurs.



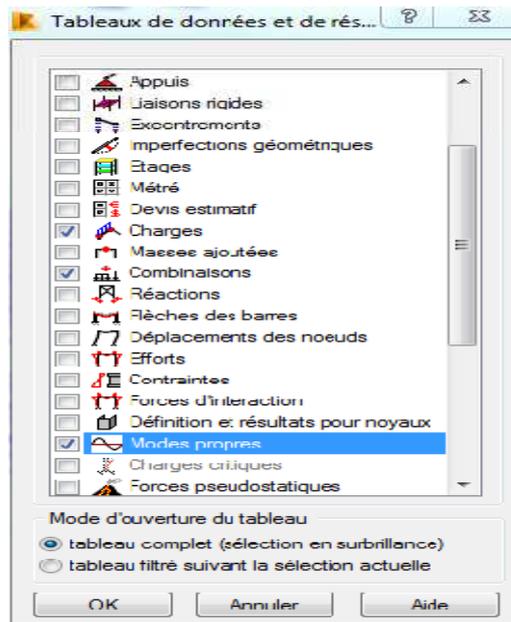
- Analyse de la structure :

Dans le menu « analyse », « calculer », on lance l'analyse de la structure.

**Exploitation des résultats :**

Dans le menu « résultat » on clique sur le résultat que l'on veut afficher (réactions, diagrammes, flèche, efforts, contraintes, déplacements, ferrailage,...). On peut aussi cliquer sur le bouton droit de la souris, on choisit « tableau », on coche la case du résultat que l'on veut extraire.

ROBOT donne plusieurs résultats, des efforts internes aux plans de ferrailage en passant par des notes de calculs, nous allons donner quelques exemples des résultats que l'on exploite le plus.





**figure : vue finale de la structure**

### **V-3-:Vérification des exigences de l'RPA 99/version 2003**

#### **V-3-1:Vérification du pourcentage de la masse participante Art 4.3.4 du RPA 99/ version 2003:**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure dans les deux direction x-x et y-y

Dans notre cas le pourcentage de la masse participante est atteint au 13ème mode dans le sens X-X et dans le sens Y-Y.

Donc on a : **MC x-x=91,02 % >90 % →condition vérifier**

**MC y-y=92,64 % >90 % →condition vérifier**

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
3/ 1	1,29	0,77	0,01	77,87	0,01	77,87
3/ 2	1,77	0,56	69,38	77,89	69,37	0,03
3/ 3	2,34	0,43	71,62	77,99	2,24	0,09
3/ 4	4,12	0,24	71,62	88,81	0,00	10,83
3/ 5	6,30	0,16	87,75	88,81	16,13	0,00
3/ 6	8,24	0,12	87,78	91,74	0,03	2,93
3/ 7	8,33	0,12	87,85	92,62	0,07	0,87
3/ 8	11,86	0,08	87,90	92,62	0,06	0,00
3/ 9	12,28	0,08	87,90	92,62	0,00	0,00
3/ 10	12,62	0,08	87,90	92,62	0,00	0,00
3/ 11	12,69	0,08	88,04	92,62	0,14	0,00
3/ 12	12,75	0,08	88,04	92,63	0,00	0,00
3/ 13	13,67	0,07	91,02	92,64	2,98	0,01
3/ 14	13,83	0,07	92,77	92,66	1,75	0,02
3/ 15	13,94	0,07	92,82	95,04	0,05	2,38
3/ 16	14,09	0,07	92,90	95,04	0,08	0,00
3/ 17	14,80	0,07	92,90	95,04	0,00	0,00
3/ 18	14,83	0,07	92,90	95,05	0,00	0,00
3/ 19	15,18	0,07	92,90	95,05	0,00	0,00
3/ 20	15,24	0,07	92,90	95,05	0,00	0,00
3/ 21	15,59	0,06	92,90	95,05	0,00	0,00
3/ 22	15,72	0,06	92,90	95,05	0,00	0,00
3/ 23	15,76	0,06	92,90	95,05	0,00	0,00
3/ 24	15,96	0,06	92,91	95,05	0,00	0,00
3/ 25	16,08	0,06	92,91	95,06	0,00	0,01
3/ 26	16,22	0,06	92,91	95,06	0,01	0,00
3/ 27	16,40	0,06	92,91	95,07	0,00	0,02
3/ 28	16,76	0,06	92,91	95,07	0,00	0,00
3/ 29	16,97	0,06	92,91	95,07	0,00	0,00
3/ 30	17,04	0,06	92,94	95,07	0,03	0,00

Tableau V-1 : Pourcentage de la masse participante donnée par Robot.

**V-3-2: Effort normal réduit : (Art 7.1.3.3 du RPA 99/ version 2003) :**

L'effort normal de compression est limité par la relation suivante, afin d'éviter ou de minimiser le risque de rupture dues à l'ensemble des sollicitations (action sismique) :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Où :

$N_d$  : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton,

$B_c$  : L'aire de la section en béton

$f_{c28}$  : La résistance caractéristique de béton.  $f_{c28} = 25$  MPa

La valeur de  $N_d$  est prise à partir de logiciel Robot, Clic droit sur la souris, puis « Tableaux » pour cocher la case "Efforts (extrême globaux )"

La valeur de l'effort  $N_d$  dans notre cas est :  $N_d = 1838,686$  KN

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
<b>MAX</b>	1838,686	71,479	65,054	18,48	89,96	74,65
Barre	260	260	154	154	110	55
Noeud	308	308	189	189	139	74
Cas	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)
<b>MIN</b>	-1215,209	-81,029	-75,289	-10,83	-90,04	-71,46
Barre	260	55	58	8	206	249
Noeud	308	74	81	18	247	296
Cas	13 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)

Tableau V-2 : Effort normal max donné par Robot.

Donc :

$$V = \frac{1838,68}{550 \times 450 \times 25} \times 10^3 = 0,29 < 0,3 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**V-3-3 Vérification de la période (Art 4.2.4 du RPA 99/ version 2003) :**

La valeur de la période fondamentale T de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :  $T_c = C_T (h_N)^{\frac{3}{4}}$

Avec:

$h_N$ : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau  
 $\rightarrow h_N = 28,57 \text{ m}$

$C_T$ : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage  
 $\rightarrow C_T = 0,05$

Donc :  $T_c = 0,05(28,57)^{\frac{3}{4}} = 0,62 \text{ s}$

La période analytique tiré des tableaux donné par le logiciel Robot est égale à  
 $T_{\text{Robot}} = 0,77 \text{ s}$

On doit vérifier que :  $\frac{T}{T_c} \leq 1,3$

AN :  $\frac{0,77}{0,62} = 1,24 < 1,3 \rightarrow \text{condition vérifier .}$

**V-3-4 : Effort tranchant à la base : (Art 4.3.6 du RPA 99/ version 2003) :**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V = \frac{A_x D_x Q}{R} W \quad (\text{Formule 4.1 du RPA 99})$$

Avec:

A:coefficient d'accélération de zone donnée dans le tableau suivant en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Groupe d'usage	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.3	0.4
1B	0.12	0.2	0.25	0.3
2	0.1	0.15	0.2	0.25
3	0.07	0.1	0.14	0.18

Pour notre cas on a :

- Groupe d'usage : 2
  - Zone IIa
- } **A=0.15**

Q:facteur de qualité donnée en fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminé par la formule suivante:  $Q=1+\sum_1^6 Pq$

Avec: Pq: valeur des pénalités à retenir selon les critères de qualité à satisfaire donner dans le tableau suivant

Critères	Observé (Oui ou Non)	Pq
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Non	0,05
2- Redondance en plan	Oui	0
3- Régularité en plan	Oui	0
4- Régularité en élévation	Oui	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	Non	0,05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0,1
$\sum Pq$		0,2

➤ Donc :  $Q=1+0,2=1,2$

W : la masse total de la structure donné par Robot :  $W = 30872,4 \text{ KN}$

R:coefficient de comportement :on suppose que  $R=5$

D : facteur d'amplification dynamique moyen :

$$D = \begin{cases} 2,5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5 \times \eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

T<sub>2</sub> : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (Tab 4.7), (RPA 99/ version2003)

**T<sub>2</sub> = 0,50 → Site S3**

T : La période analytique donné par le Robot :  $\begin{cases} T_{\text{mode 1}} = 0,77 \text{ s} \\ T_{\text{mode 2}} = 0,56 \text{ s} \end{cases}$

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%) il est donné

par la formule:  $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7$

D'ou : ξ:est le pourcentage d'amortissement critique donné dans le tableau suivant en fonction du matériau, du type de structure et de l'importance des remplissages:

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Danse	7	5	

Dans notre cas on une structure composée des portiques en béton armé et des voiles en béton armé un remplissage danse → 7 ≤ ξ ≤ 10

alors en prend ξ =8,5 %

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+8,5)}} = 0,82 > 0,7$$

On a pour les deux modes :T<sub>2</sub> ≤ T ≤ 3 s

Donc :

$$D_x = 2,5 \times \eta \left(\frac{T_2}{T_{\text{mode 1}}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,82 \left(\frac{0,5}{0,77}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,54$$

$$D_y = 2,5 \times \eta \left(\frac{T_2}{T_{\text{mode 2}}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,82 \left(\frac{0,5}{0,56}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,9$$

A partir des tableaux donnés par Robot.  $\begin{cases} V_x = 1899,36 \text{ KN} \\ V_y = 1708,44 \text{ KN} \end{cases}$

L'équation de l'effort tranchant à la base nous donne :

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \quad W = \frac{0,15 \times 1,54 \times 1,2}{5} \times 30872,4 = 1711,56 \text{KN}$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \quad W = \frac{0,15 \times 1,9 \times 1,2}{5} \times 30872,4 = 2111,67 \text{KN}$$

$$\checkmark V_{MSE}^x = 0,8 \times 1711,56 = 1369,25 \text{ KN} < V_t^x = 1899,36 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

$$\checkmark V_{MSE}^y = 0,8 \times 2111,67 = 1689,34 \text{ KN} < V_t^y = 1708,44 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

On peut conclure que la condition de l'effort tranchant à la base est vérifiée.

### V-3-5 Effet de torsion vertical : (Art 4.2.7 RPA 99 version 2003).

D'après le RPA 99 /version 2003 (article 4.3), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à  $\pm 0,05L$ .

Nous devons vérifier :  $|CM_x - CR_x| \leq 5\% L_x$ .

$$|CM_y - CR_y| \leq 5\% L_y.$$

Avec:

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

CM: centre de masse

CR : centre de rigidité

#### Dans le sens X-X:

Etages	CMx-CRx	5% Lx	Condition
<b>Etage 5</b>	<b>0,04</b>	<b>0,77</b>	<b>Vérifier</b>
<b>Etage 4</b>	<b>0,16</b>	<b>0,77</b>	<b>Vérifier</b>
<b>Etage 3</b>	<b>0,15</b>	<b>0,77</b>	<b>Vérifier</b>
<b>Etage 2</b>	<b>0,15</b>	<b>0,77</b>	<b>Vérifier</b>
<b>Etage 1</b>	<b>0,14</b>	<b>0,77</b>	<b>Vérifier</b>
<b>E. service</b>	<b>0,28</b>	<b>0,77</b>	<b>Vérifier</b>
<b>RDC</b>	<b>0,28</b>	<b>0,62</b>	<b>Vérifier</b>
<b>E.sol</b>	<b>0,01</b>	<b>0,62</b>	<b>Vérifier</b>

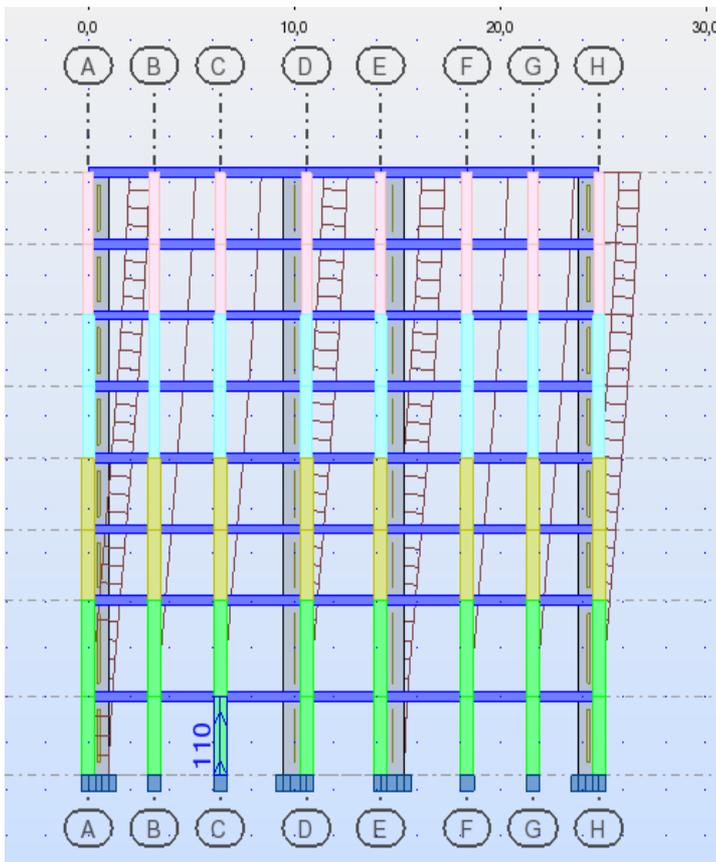
#### Dans le sens Y-Y:

Etages	CM <sub>y</sub> -CR <sub>y</sub>	5% L <sub>y</sub>	Condition
Etage 5	0	1,24	Vérifier
Etage 4	0,16	1,24	Vérifier
Etage 3	0,15	1,24	Vérifier
Etage 2	0,15	1,24	Vérifier
Etage 1	0,12	1,24	Vérifier
E. service	0,97	1,24	Vérifier
RDC	0,87	1,24	Vérifier
E.sol	0,04	1,24	Vérifier

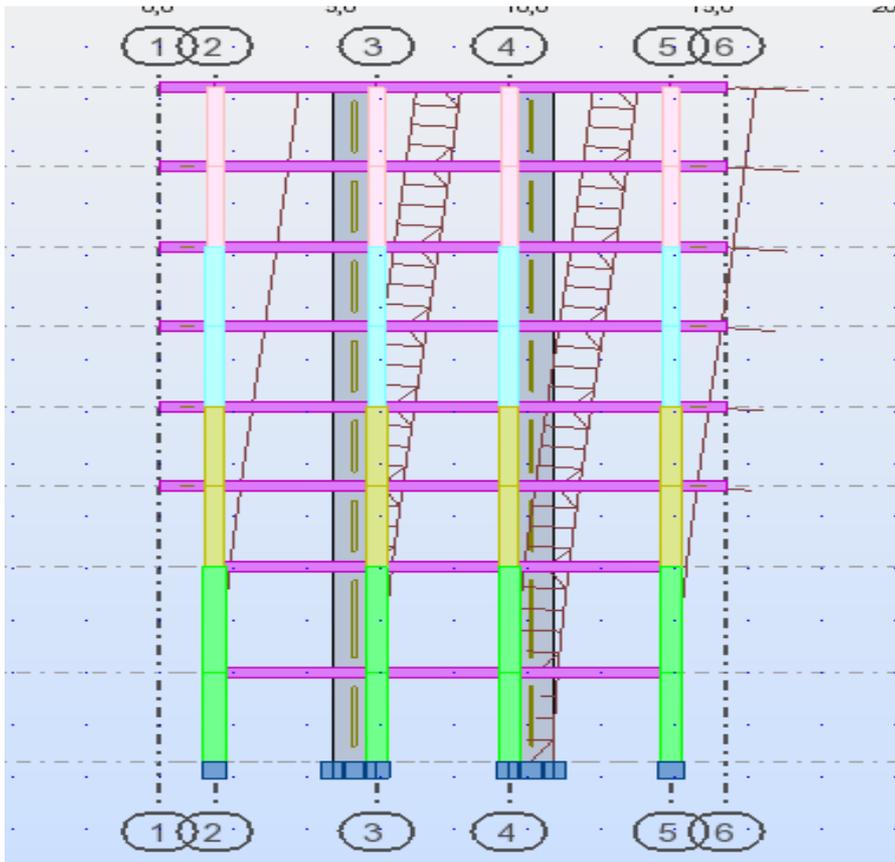
✓ La condition d'excentricité est vérifiée pour tous les planchers.

**V.3.6 : Modes propres de la structure**

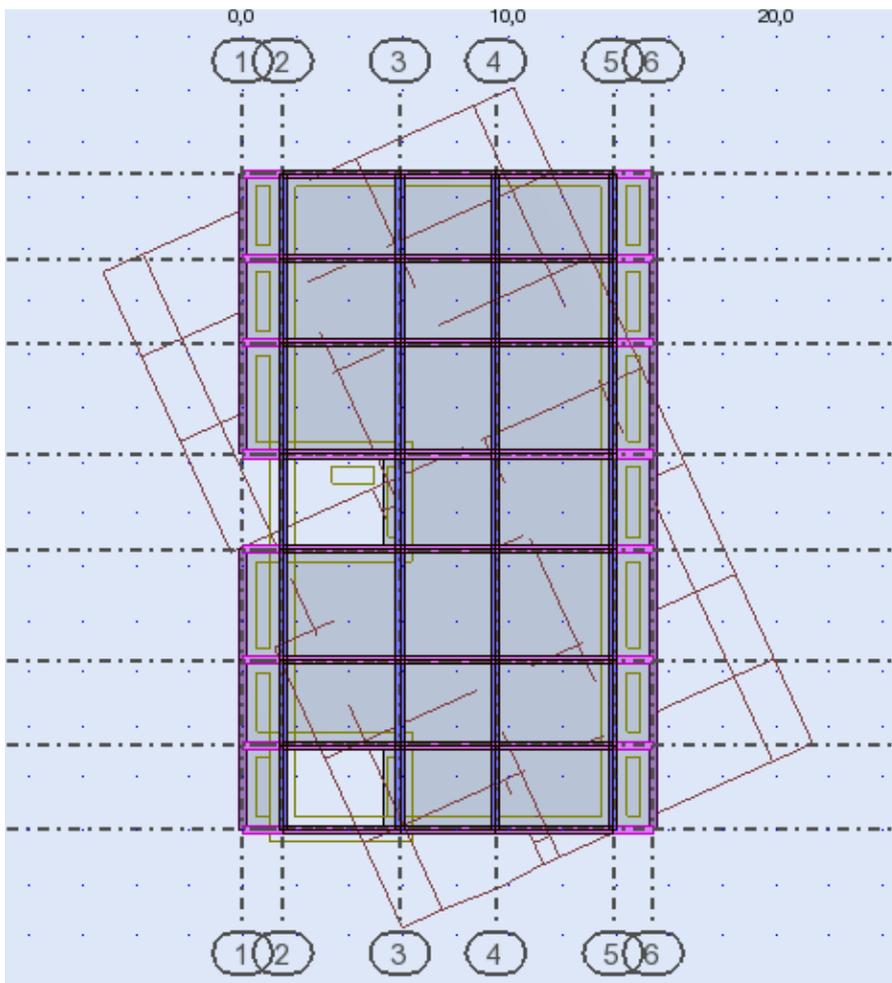
**Mode 1 : translation dans le sens Y-Y**



**Mode 2 : translation dans le sens X-X**



**Mode 3 : rotation de la structure.**



**V.3.7 Déplacement inter-étages (déplacement des nœuds) Art 5.10 RPA 99/ version 2003.**

- Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = \delta_{ek} \times R$$

Avec:

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$ (y compris l'effet de torsion).

R: Coefficient de comportement.

- Le déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau k-1"est égal à :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après le RPA 99 (Art.5.10/ Version 2003), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta k \leq 1 \% h_e$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants:

Niveaux	$\delta_{ek}$ (cm)	R	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta k$ (cm)	1 % $h_e$ (cm)	condition
Etage 5	1,4	5	7	6	1	3,06	Vérifiée
Etage 4	1,2	5	6	5,5	0,5	3,06	Vérifiée
Etage 3	1,1	5	5,5	4,5	1	3,06	Vérifiée
Etage 2	0,9	5	4,5	3,5	1	3,06	Vérifiée
Etage 1	0,7	5	3,5	2,5	1	3,06	Vérifiée
E. service	0,5	5	2,5	1,5	1	3,06	Vérifiée
RDC	0,3	5	1,5	0,5	1	4,08	Vérifiée
E.sol	0,1	5	0,5	0	0,5	3,40	Vérifiée

**Tableau V-3-a : Vérification des déplacements inter-étages dans le sens x-x**

Niveaux	$\delta_{ek}$ (cm)	R	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta k$ (cm)	1 % $h_e$ (cm)	condition
Etage 5	1,7	5	8,5	8	0,5	3,06	Vérifiée
Etage 4	1,6	5	8	7	1	3,06	Vérifiée
Etage 3	1,4	5	7	6	1	3,06	Vérifiée
Etage 2	1,2	5	6	5	1	3,06	Vérifiée
Etage 1	1	5	5	3,5	1,5	3,06	Vérifiée
E. service	0,7	5	3,5	2,5	1	3,06	Vérifiée
RDC	0,5	5	2,5	0,5	2	4,08	Vérifiée
E.sol	0,1	5	0,5	0	0,5	3,40	Vérifiée

**Tableau V-3-b : Vérification des déplacements inter-étages dans le sens y-y**

✓ Les déplacements relatifs de tous les niveaux dans les deux directions sont inférieurs aux déplacements admissibles.

**✚ Vérification de déplacement maximal :**

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifié a la formule suivante :

$$\delta_{\max} < f = \frac{Ht}{500}$$

Avec:

$f$  : la flèche admissible.

$H_t$  : hauteur de bâtiment.

$$\delta_{\max} = 0,02 \text{ m} < f = \frac{28,57}{500} = 0,057 \text{ m} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**V-3-8: Justification vis-à-vis de L'effet P-Δ (Art 5.9 du RPA 99/ version 2003) :**

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

Avec:

$P_k$ : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k».

$$P_k = \sum(WG_i + \beta WQ_i)$$

$V_k$ : Effort tranchant au niveau «k» =  $\sum F_i$

$\Delta_k$ : Déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k-1».

$h_k$  : Hauteur d'étage «k».

- Si  $\theta_k < 0,1$  : les effets de 2<sup>ème</sup> ordre sont négligés.
- Si  $0,1 < \theta_k < 0,2$  : il faut augmenter l'effet de l'action sismique affecter d'un facteur égale à  $\frac{1}{(1-k)}$
- Si  $\theta_k > 0,2$  : la structure est potentiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	P(KN)	h <sub>k</sub> (m)	SENS X-X				observation
			Δ <sub>k</sub> (m)	V <sub>k</sub> (KN)	V <sub>k</sub> × h <sub>k</sub>	θ <sub>x</sub>	
Etage 5	3498,34	3,06	<b>0,01</b>	621,8	1902,71	<b>0,018</b>	Vérifiée
Etage 4	3454,78	3,06	<b>0,005</b>	74,24	227,17	<b>0,076</b>	Vérifiée
Etage 3	3629,3	3,06	<b>0,01</b>	304,42	931,52	<b>0,039</b>	Vérifiée
Etage 2	3679	3,06	<b>0,01</b>	276,56	846,27	<b>0,043</b>	Vérifiée
Etage 1	3746,3	3,06	<b>0,01</b>	283,76	868,3	<b>0,043</b>	Vérifiée
E. service	3946,4	3,06	<b>0,01</b>	320,26	979,8	<b>0,04</b>	Vérifiée
RDC	3908,88	4,08	<b>0,01</b>	445,67	1818,33	<b>0,021</b>	Vérifiée
E.sol	3854,38	3,40	<b>0,005</b>	151,81	516,15	<b>0,037</b>	Vérifiée

**Tableau V-4: Vérification des effets P-Δ dans le sens X-X.**

Niveaux	P(KN)	h <sub>k</sub> (m)	SENS Y-Y				observation
			Δ <sub>k</sub> (m)	V <sub>k</sub> (KN)	V <sub>k</sub> × h <sub>k</sub>	θ <sub>y</sub>	
Etage 5	3498,34	3,06	<b>0,005</b>	700,71	2144,17	<b>0,01</b>	Vérifiée
Etage 4	3454,78	3,06	<b>0,01</b>	148,52	454,47	<b>0,076</b>	Vérifiée
Etage 3	3629,3	3,06	<b>0,01</b>	258,77	791,83	<b>0,046</b>	Vérifiée
Etage 2	3679	3,06	<b>0,01</b>	194,3	594,56	<b>0,062</b>	Vérifiée
Etage 1	3746,3	3,06	<b>0,015</b>	260,04	795,72	<b>0,071</b>	Vérifiée
E. service	3946,4	3,06	<b>0,01</b>	251,39	769,25	<b>0,051</b>	Vérifiée
RDC	3908,88	4,08	<b>0,02</b>	498,57	2034,16	<b>0,038</b>	Vérifiée
E.sol	3854,38	3,40	<b>0,005</b>	133,62	454,31	<b>0,043</b>	Vérifiée

**Tableau V-5 : Vérification des effets P-Δ dans le sens Y-Y.**

✓ On constate que  $\theta_x$  et  $\theta_y$  sont inférieurs à 0,1 → Les effets du second ordre peuvent être négligés pour tous les étages et suivant les deux sens dans notre structure.

**V-3-9: Vérification du système de contreventement :**

**Sous les charges verticales :**

La charge totale (voiles+portiques)=28366,514 KN → 100 %

La charge verticale reprise par les voiles =9698,607 KN → 34,19 %

La charge verticale reprise par les portiques =18667,907 KN → 65,81 %

**Sous Les charges horizontales:**

- **Sens longitudinal :**

Charge sismique totale (voiles+portiques) = 1920,211 [KN] → 100 %

Charge sismique des portiques =505,561 [KN] → 26,32%

Charge sismique des voiles = 1414,65[KN] → 73,67 %

- **Sens transversal :**

Charge sismique totale (voiles+portiques) = 1748,313 [KN] → 100 %

Charge sismique des portiques = 795,427 [KN] → 45,49 %

Charge sismique des voiles = 952,886 [KN] → 54,51 %

**Remarque:**

-Les voiles reprend plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales et les portiques reprennent plus de 25% des sollicitations dues aux charges horizontales

✓ Cela nous ramène à dire que nous avons un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec interaction portiques-voiles  
d'ou **R=5**

**Conclusion :**

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut dire que :

- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- La condition sur le pourcentage de la masse participante est vérifiée.
- Les déplacements relatifs et les déplacements maximaux sont vérifiés.
- L'effort normal réduit au niveau des poteaux est vérifié.
- Les effets P- $\Delta$  sont négligeables dans notre structure (vérifié).

On passe dans le chapitre suivant au ferrailage des éléments structuraux.

---



Chapitre VI

*Ferrailage des éléments*

*Principaux*



❖ **Délimitation de la zone nodale :**

Niveau	Poteaux	he (cm)	$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$		l' (cm)
Etage 4&5	30 x 40	306	$h' = \max(51; 30; 40; 60\text{cm})$	$h' = 60\text{ cm}$	80
Etage2&3	35x 45	306	$h' = \max(51; 35; 45; 60\text{cm})$	$h' = 60\text{ cm}$	90
Etage service&1	40 x 50	306	$h' = \max(51; 40; 50; 60\text{cm})$	$h' = 60\text{ cm}$	100
RDC	45 x 55	408	$h' = \max(68; 45; 55; 60\text{cm})$	$h' = 68\text{ cm}$	110
Entre sol		340	$h' = \max(56,6; 45; 55; 60\text{cm})$	$h' = 60\text{ cm}$	

**TAB VI-1-1 : Délimitation des zones nodales.**

Les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA 99/version 2003** sont rapportées dans le tableau suivant:

Etages	Section du poteaux (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) (Zone courante)	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) (Zone de recouvrement)
Etage 4&5	30x40	9,6	48	72
Etage2&3	35x45	12,6	63	94,5
Etage service&1	40x50	16	80	120
Entre sol&RDC	45x55	19,8	99	148,5

➤ **Sollicitations de calcul**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ROBOT BAT, les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Etages	N <sub>max</sub> → M <sub>cor</sub>		N <sub>min</sub> → M <sub>cor</sub>		M <sub>max</sub> →N <sub>cor</sub>	
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)
Etage 4&5	377,62	6,98	110,51	9,79	43,19	98,97
Etage2&3	805,22	6,49	106,99	14,72	63,74	304,16
Etage service&1	1289,63	26,06	371,32	4,69	90,36	553,89
Entre sol&RDC	1976,87	2,72	1215,21	1,43	89,96	635,78

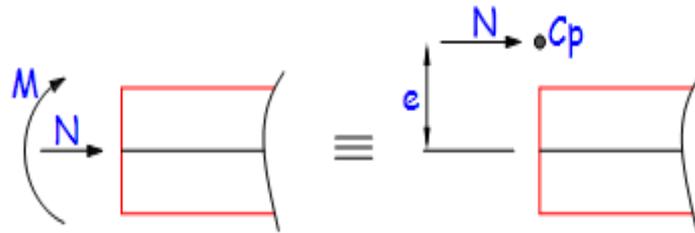
**VI-1-2:Calcul des armatures**

➤ **Calcul des Armatures longitudinales**

On dit qu'une section est soumise à une flexion composée lorsque cette section subit simultanément l'action d'un moment de flexion et un effort de compression ou de traction.

➤ Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort

normal appliqué au centre de pression « C » qui est distant du centre de gravité de la section de  $e = M / N$



**Fig. VI.2 :** Section en flexion composée.

Lorsque N est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite de stabilité de forme.

Etape de calcul :

- **Si**  $e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c\right)$ ..... (1) → alors la section est partiellement comprimée.
- **Si**  $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$ ..... (2), il faut vérifier en plus l'inégalité suivante:

$$(d - c) N_u - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \dots\dots (3)$$

Avec:  $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$ .....(4)

- **Si** l'inégalité (3) est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait comme suit :  $\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$ .....(5)

➤ **Si**  $\mu_b < \mu_1 = 0,392$  → la section est simplement armée,

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \dots\dots(6)$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} \dots\dots(7)$$

➤ **Si**  $\mu_b > \mu_1 = 0,392$  → la section est doublement armée, alors il faut calculer A et A'

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \dots\dots (8)$$

$$A_1' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \dots\dots (9)$$

Avec :  $\Delta M = M_f - M_r$ ..... (10)

$M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.

Finalement la section réelle d'armature est :  $A_s' = A_1', A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$ ..... (11)

- **Si** l'inégalité (3) n'est pas vérifiée, alors la section est entièrement comprimée, donc il faut vérifier l'inégalité (6.15)

$$(d - c') N_u - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bu} \dots\dots (12)$$

## Chapitre VI .....Ferrailage des éléments principaux

- Si l'inégalité (12) est vérifiée, donc la section a besoin d'armatures inférieures comprimées.

$$A_s' = \frac{M_f - (d - 0.5h)bhf_{bc}}{(d - c')\sigma_s} \dots\dots (13)$$

$$A_s = \frac{N_u - bhf_{bu}}{\sigma_s} - A_s' \dots\dots (14)$$

- Si l'inégalité (12) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} \quad A_s = 0 \dots\dots (15)A$$

$$\text{avec : } \Psi = \frac{0.357 + \frac{N(d-c') - M_f}{bh^2f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}} \dots\dots (16)$$

Les tableaux qui suivent résument les calculs et le ferrailage des poteaux de notre structure :

Etages	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	Effort normal (kN)	Moment (kN.m)	e (cm)	$\frac{h}{2} - c$ (cm)	Nature	$\mu_b$	M <sub>f</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub>
Etage 4&5	30x40	N <sub>max</sub> =377,62	M <sub>cor</sub> = 6,98	1,85	17	SP C	0,122→ SSA	71,2	4,94	9,6	10HA14
		N <sub>min</sub> = 110,51	M <sub>cor</sub> = 9,8	8,86		SP C	0,05→ SSA	28,58	0,89		
		N <sub>cor</sub> =98,97	M <sub>max</sub> = 43,2	43,65		SP C	0,104→ SSA	60,5	2,13		
Etage 2&3	35x45	N <sub>max</sub> =805,22	M <sub>cor</sub> = 6,5	0,81	19,5	SP C	0,186→ SSA	163,52	10,64	12,6	4HA14+ 6HA16
		N <sub>min</sub> = 106,99	M <sub>cor</sub> =14,72	13,76		SP C	0,04→ SSA	34,62	0,65		
		N <sub>cor</sub> =304,16	M <sub>max</sub> = 63,74	20,95		SP C	0,140→ SSA	123,05	0,37		
Etage service &1	40x50	N <sub>max</sub> =1289,63	M <sub>cor</sub> = 26,06	2,02	22	SP C	0,246→ SSA	309,78	14,93	16	10HA16
		N <sub>min</sub> = 371,32	M <sub>cor</sub> = 4,69	1,26		SP C	0,068→ SSA	86,38	5,2		
		N <sub>cor</sub> =553,89	M <sub>max</sub> = 90,36	16,31		SP C	0,170→ SSA	212,22	1,59		
Entre sol & RDC	45x55	N <sub>max</sub> =1976,87	M <sub>cor</sub> = 2,72	0,14	24,5	SP C	0,282→ SSA	487,05	24,4	19,8	6HA16+ 4HA20
		N <sub>min</sub> = 1215,21	M <sub>cor</sub> = 1,43	0,12		SP C	0,173→ SSA	299,15	16,62		
		N <sub>cor</sub> =635,78	M <sub>max</sub> = 89,96	14,15		SP C	0,142→ SSA	245,72	3,56		

TAB VI-1-2 : Détermination des armatures longitudinales.

➤ **Calcul des armatures transversales:**

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

**Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e} \dots\dots(1)$$

Avec:

$V_u$  : effort tranchant de calcul,

$h_t$  : 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.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \dots\dots (2) \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b} \dots\dots (3)$$

$l_f$  : La longueur de flambement des poteaux ( $L_f = 0,7 l_0$ )

$a, b$  : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

$S_t$  : espacement des armatures transversales

$$\begin{cases} S_t \leq \min(10\phi_t^{\min}, 15cm) & \text{en zone nodale IIa} \\ S_t \leq 15\phi_t^{\min} & \text{en zone courante IIa} \end{cases}$$

$\Phi$  : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

**La quantité minimale d'armature transversale en (%) est donnée comme suit:**

$$A_{t \min} = \frac{A_t}{S_t \times b_1} \dots\dots(4)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \geq 3 \rightarrow A_{\min} = 0.8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 \rightarrow \text{interpolation entre les valeurs limites du poteau.} \end{array} \right.$$

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 Ø minimum.

Le tableau suivant résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Niveau	Enter sol	RDC	Etage de service-1	Etage 2-3	Etage 4-5
Section	45x55		40x50	35x45	30x40
Ø(cm)	1,6		1,6	1,4	1,4
l <sub>f</sub> (cm)	238	285,6	214,2	214,2	214,2
λ <sub>g</sub>	5,28	6,35	5,35	6,12	7,14
V (KN)	65,05		60,47	44,15	31,3
S <sub>t</sub> zone nodale (cm)	10		10	10	10
S <sub>t</sub> zone courante (cm)	15		15	15	15
ρ	2,5		2,5	2,5	2,5
A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	0,44		0,45	0,36	0,29
A <sub>t min</sub> (cm <sup>2</sup> )	2		1,8	1,57	1,35
A <sub>t adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	4HA8		4HA8	4HA8	4HA8

**TAB VI-1-3 : Détermination des armatures transversales.**

-Conformément aux règles du **RPA 99/2003** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures

longitudinales :  $\phi t \geq \frac{\phi l_{max}}{3} \implies 8mm > \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \rightarrow \text{condition vérifier}$

**VI-1-3: Vérifications à l'ELU**

*1) Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2RPA 99/ version 2003) :*

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Niveau	Poteaux	$T_{max}^u$ (KN)	b (cm)	d (cm)	$\lambda_g$	$\rho_d$	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	$\tau_{bu}$ (MPa)	La condition
Etage 4&5	30 x 40	31,3	30	37	7,14	0,075	1,875	0,28	Condition vérifiée
Etage 2&3	35 x 45	44,15	35	42	6,12	0,075	1,875	0,3	Condition vérifiée
Etage service &1	40 x 50	60,47	40	47	5,35	0,075	1,875	0,32	Condition vérifiée
RDC	45 x 55	65,05	45	52	6,35	0,075	1,875	0,27	Condition vérifiée
Entre sol					5,28				

**TAB VI-1-4 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.**

✓ D'après tableau, on déduit que la condition exigée par le RPA99/2003 concernant les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages

2) Encrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99).

Longueur de scellement :  $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$  Avec:  $\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$

- Pour les  $\phi_{16}$  :  $L_s = 56,43 \text{ cm}$  → soit  $L_s=60 \text{ cm}$
- Pour les  $\phi_{14}$  :  $L_s = 49,38 \text{ cm}$  → soit  $L_s=50 \text{ cm}$  Pour les  $\phi_{12}$  :  $L_s = 42,32 \text{ cm}$  → soit  $L_s=45 \text{ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à :  $0,4 L_s$ , pour les aciers HA.

- Pour les  $\phi_{16}$  :  $L_a = 24 \text{ cm}$
- Pour les  $\phi_{14}$  :  $L_a = 20 \text{ cm}$
- Pour les  $\phi_{12}$  :  $L_a = 18 \text{ cm}$

3) Longueurs de recouvrement (Art 7.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99).

La longueur minimale de recouvrement est :  $l_r > 40 \times \phi$  en zone IIa

- Pour  $\phi = 12 \text{ mm}$  →  $l_r > 48 \text{ cm}$  → on adopte  $l_r = 50 \text{ cm}$
- Pour  $\phi = 14 \text{ mm}$  →  $l_r > 56 \text{ cm}$  → on adopte  $l_r = 60 \text{ cm}$
- Pour  $\phi = 16 \text{ mm}$  →  $l_r > 64 \text{ cm}$  → on adopte  $l_r = 65 \text{ cm}$

**VI-1-4: Vérifications à l'ELS**

1) Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_{ad} \geq A_{min} = \frac{0,23 f_{t28} e_s - 0,455 \times d}{f_e e_s - 0,185 \times d} \times b \times d$$

Etages	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	Effort normal (kN)	Moment (kN.m)	e <sub>s</sub> (cm)	A <sub>min</sub> (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	observation
Etage 4&5	30x40	N <sub>max</sub> =275,06	M <sub>cor</sub> =6,10	2,22	4,2	15,39	Condition vérifier
		N <sub>min</sub> = 18,84	M <sub>cor</sub> = 9,55	50,6	1,03		
		N <sub>cor</sub> =35,96	M <sub>max</sub> =12,73	35,4	0,86		
Etage 2&3	35x45	N <sub>max</sub> =585,02	M <sub>cor</sub> = 8,31	1,42	4,91	18,21	Condition vérifier
		N <sub>min</sub> = 80,15	M <sub>cor</sub> = 1,51	1,88	5,16		
		N <sub>cor</sub> =81,93	M <sub>max</sub> = 9,35	11,4	3,74		
Etage service &1	40x50	N <sub>max</sub> =935,27	M <sub>cor</sub> =18,63	2	6,53	24,10	Condition vérifier
		N <sub>min</sub> = 165,67	M <sub>cor</sub> = 7,9	4,76	9,54		
		N <sub>cor</sub> =295,156	M <sub>max</sub> = 9,72	3,3	7,55		
Entre sol& RDC	45x55	N <sub>max</sub> =1426,86	M <sub>cor</sub> = 1,95	0,14	6,95	24,62	Condition vérifier
		N <sub>min</sub> = 282,7	M <sub>cor</sub> = 4,09	1,44	7,63		
		N <sub>cor</sub> =1150,52	M <sub>max</sub> = 9,22	0,8	7,24		

TAB VI-1-5 : Vérification de la condition de non fragilité.

**Conclusions :**

Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures  $A_{s\ min}$  correspondante recommandée par le règlement « RPA 99/Version 2003 » en zone IIa

Niveau	Section (cm)	Armatures longitudinaux	Armatures transversales	Coupes schématique
Etage 4&5	30 x 40	10HA14	2cadre et 1Epingle (HA8)	<p>2Cad+1Epi en T08 10HA14</p>
Etage 2&3	35 x 45	6HA16+ 4HA14	2cadre et 1Epingle (HA8)	<p>3HA16 2Cad+1Epi en T08 4HA14 3HA16</p>
Etage service &1	40 x 50	10HA16	2cadre et 1Epingle (HA8)	<p>2Cad+1Epi en T08 10HA16</p>
Entre sol & RDC	45x 55	6HA16+ 4HA20	2cadre et 1Epingle (HA8)	<p>2T20 2Cad+1Epi en T08 6T16 2T20</p>

**VI-2: Ferrailage des poutres :**

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un effort tranchant et un moment fléchissant, celui-ci permet la détermination des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, principales et secondaires, après détermination des sollicitations (M, N, T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/2003 et celles données par le BAEL99.

**VI-2-1-Recommandations du RPA99/ version 2003 :**

a) Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4%en zone courante
  - 6%en zone de recouvrement
- La longueur minimale de recouvrement est de :40  $\phi$  en zone IIa
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

Les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA 99/version 2003** sont rapportées dans le tableau suivant:

	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) (Zone courante)	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) (Zone de recouvrement)
Poutre principale	30x40	6	48	72
Poutre secondaire	30x35	5,25	42	63

b) Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :  $A_t = 0,003 \times st \times b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\begin{cases} S_t \leq \min(12\phi_t^{\min}, \frac{h}{4}) & \text{en zone nodale et en travée} \\ S_t \leq \frac{h}{2} & \text{en dehors de la zone nodale} \end{cases}$$

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

• **Diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \Phi l; \frac{b}{10} \right\}$$

$\Phi$  : Le plus petit diamètre des armatures longitudinales

- Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

➤ **Sollicitation de calcul:**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement de notre modèle, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Type	Section (cm <sup>2</sup> )	Localisation	Moment (KN.m)	Effort tranchant (KN)
Poutre principale	30x40	Appui	115,16	214,06
		Travée	90,26	141,2
Poutre secondaire	30x35	Appui	77,04	72,85
		Travée	84,18	70,15

**VI-2-2: Calcul des armatures**

➤ **Calcul des armatures longitudinales:**

Les poutres sont ferrillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

Etapas de calcul:

Calcul du moment réduit: 
$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

On a deux cas :

**1<sup>er</sup> cas : Section simplement armée :  $A_c = 0$**

Si  $\mu < \mu_i = 0,392$  la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

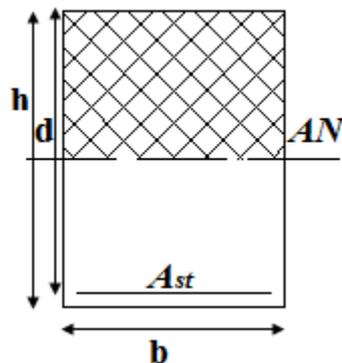


Figure VI-2-1 :section simplement armée.

**2<sup>ème</sup> cas : Section doublement armée :  $A_c \neq 0$**

Si  $\mu > \mu_i = 0,392$  la section d'acier nécessaire seront données par les formules suivant :

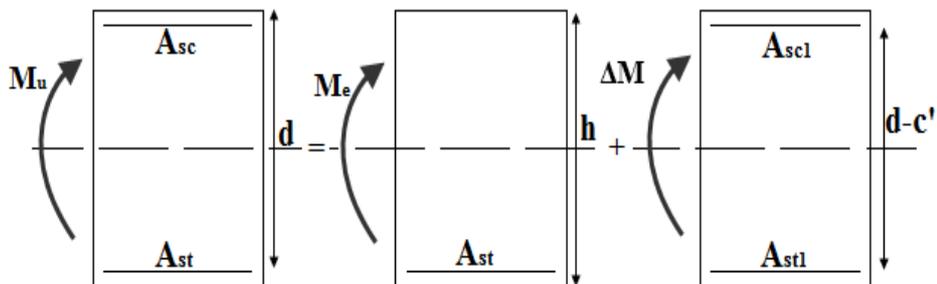
$$A_{st} = \frac{M_e}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\begin{cases} M_e = \mu_e \times b \times d^2 \times f_{bu} \\ f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} \\ \Delta M = M_u - M_e \end{cases}$$

$M_u$  : Moment sollicitant.

$M_e$  : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.



**Figure VI-2-2 : section doublement armée.**

On utilisera dans nos calculs les paramètres suivant :

	$f_{c28}$ (MPa)	$f_e$ (MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\theta$	$\sigma_{st}$ (MPa)
<b>Situation Accidentelle</b>	<b>25</b>	<b>400</b>	<b>21,73</b>	<b>1,15</b>	<b>1</b>	<b>0,85</b>	<b>400</b>
<b>Situation Courante</b>	<b>25</b>	<b>400</b>	<b>14,2</b>	<b>1,5</b>	<b>1,15</b>	<b>1</b>	<b>348</b>

**TAB VI-2-1 :Tableau récapitulatif des paramètres de calculs.**

## Chapitre VI .....Ferrailage des éléments principaux

Les tableaux qui suivent résument les calculs et le ferrailage des poutres principales et secondaires de notre structure :

		Moments (KN.m)		$\mu$	$\beta$	Obs	$A_{st}$ ( $cm^2$ )	Amin ( $cm^2$ )	ferrailage	$A_{ad}$ ( $cm^2$ )
Poutre principales	travées	$M_t$	90,26	0,154	0,916	S.S.A	7,65	6	6HA14(filante)+ 3HA12(chapeau)	12,62
	appuis	$M_{ap}$	-115,16	0,197	0,890	S.S.A	10,05			
Poutre secondaires	travées	$M_t$	84,18	0,192	0,892	S.S.A	8,47	5,25	6HA14(filante)	9,23
	appuis	$M_{ap}$	-77,04	0,176	0,902	S.S.A	7,67	5,25	6HA12(filante)+ 6HA12(chapeau)	13,56

TAB VI-2-2 :ferrailage des poutres principales et secondaires.

9

### VI-2-3:Vérifications à l'ELU

1) Condition de non fragilité du béton de la section minimale(Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99).

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F :  $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

❖ Calcul de la section minimale.  $A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 bdf_{t28}}{f_e}$

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

➤ Poutres principales  $A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 30 \times 37 \times 2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2$

Aux appuis :

$A_{Adopte} = 12,62 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,34 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Condition Vérifiée.

En travées :

$A_{Adopte} = 12,62 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,34 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée.

➤ Poutres Secondaire :  $A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 30 \times 32 \times 2,1}{400} = 1,16 \text{ cm}^2$

Aux appuis :

$A_{Adopte} = 13,56 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,16 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée.

En travées :

$A_{Adopte} = 9,23 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,16 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée.

2) Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99).

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{b d} < \bar{\tau}_u$

Avec :  $T_u^{max}$  : Effort tranchant max à l'ELU.

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left( \frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration peu nuisible}$$

Les résultats sont résumer dans le tableau suivant:

Poutres		Effort tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
		$T_{max}$						
principale	Appuis	$T_{max}$	214,06	30	37	1,93	3,33	condition vérifiée
	Travée	$T_{max}$	141,2	30	37	1,27	3,33	condition vérifiée
secondaire	Appuis	$T_{max}$	72,85	30	32	0,76	3,33	condition vérifiée
	Travée	$T_{max}$	70,15	30	32	0,73	3,33	condition vérifiée

TAB VI-2-3 :Vérification aux cisaillements.

3) Influence de l'effort tranchant aux appuis:

➤ Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99).

On doit vérifier que:  $T_u \leq \bar{T}_u = 0,4 \times 0,9 \times \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b}$

Poutres	Effort tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	$F_{c28}$ (MPa)	$\gamma_b$	$\bar{T}$ (KN)	Observation
principale	$T_{max}$	214,06	30	37	25	1,5	666	condition vérifiée
secondaire	$T_{max}$	72,85	30	32	25	1,5	576	condition vérifiée

TAB VI-2-4 :Influence de l'effort tranchant sur le béton.

➤ Influence sur les armatures (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99).

Lorsqu'au droit d'un appui :  $T_u + \frac{M_u}{0,9d} > 0$  on doit prolonger au-delà de l'appareil de

l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à  $\left( T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) \times \frac{1}{\sigma_{st}}$

D'où :  $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left( T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$  Si  $T_u + \frac{M_u}{0,9d} < 0 \rightarrow$  la vérification n'est pas nécessaire

## Chapitre VI .....Ferrailage des éléments principaux

Poutres	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (KN)	M <sub>u</sub> <sup>max</sup> (KN.m)	d (m)	0,9 × d (m)	T <sub>u</sub> + $\frac{M_u}{0,9d}$	Observation
principale	214,06	-115,16	0,37	0,333	-131,76	Pas d'influence de l'effort tranchant sur les armatures
secondaire	72,85	-77,04	0,32	0,288	-194,65	

**TAB VI-2-5 :Influence de l'effort tranchant sur l'acier.**

#### 4) Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91 modifiée 99 Art 6.1.3).

L'adhérence des barres doit vérifier la relation :  $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{sc}}$

Avec :  $\overline{\tau_{sc}} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 d \sum U_i}$$

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

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

##### ➤ Poutres Principales :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times 3,14 \times 1,4 + 3 \times 3,14 \times 1,2 = 37,68 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{214,06 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 376,8} = 1,71 \text{ MPa}$$

✓  $\tau_{se} = 1,71 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow$  Condition vérifiée.

##### ➤ Poutres Secondaires :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 12 \times 3,14 \times 1,4 = 45,21 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{72,85 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 452,1} = 0,56 \text{ MPa}$$

✓  $\tau_{se} = 0,56 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow$  Condition vérifiée.

#### 5) Encrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99).

Longueur de scellement :  $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$

Avec :  $\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$

- Pour les  $\phi_{14}$  :  $L_s = 49,38 \text{ cm} \rightarrow$  soit  $L_s = 50 \text{ cm}$
- Pour les  $\phi_{12}$  :  $L_s = 42,32 \text{ cm} \rightarrow$  soit  $L_s = 45 \text{ cm}$

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 :  $0,4 l_s$ , pour les aciers HA.

- pour les  $\emptyset_{14} : L_a = 20 \text{ cm}$
- Pour les  $\emptyset_{12} : L_a = 18 \text{ cm}$

➤ **Calcul des armatures transversale:**

a) L'espacement des armature transversales

$$\begin{cases} S_t \leq \min(12\phi_t^{\min}, \frac{h}{4}, 30\text{cm}) & \text{en zone nodale et en travée} \\ S_t \leq \frac{h}{2} & \text{en dehors de la zone nodale} \end{cases}$$

Poutres	Zone	$S_t$ (cm)	$S_t$ adopter (cm)
principale	nodale	$S_t = \min(12 \times 1,2; \frac{40}{4}; 30) = 10$	10
	courante	$S_t = \frac{40}{2} = 20$	15
secondaire	nodale	$S_t = \min(12 \times 1,2; \frac{35}{4}) = 8,75$	10
	courante	$S_t = \frac{35}{2} = 17,5$	15

b) le diamètre minimale:  $\emptyset t \leq \min \{ \frac{h}{35}; \emptyset l; \frac{b}{10} \}$

**Poutre principale:**

$$\emptyset t \leq \min \{ \frac{40}{35}; 1,4; \frac{30}{10} \} = \min \{ 1,14; 1,4; 3 \} = 1,14 \text{ cm} = 11,4\text{mm}$$

On prend :  $\emptyset t = 8\text{mm}$

- ✓ Soit  $A_t = 4HA8 = 2,01\text{cm}^2$  (un cadre et un étrier)

**Poutre secondaire:**

$$\emptyset t \leq \min \{ \frac{35}{35}; 1,4; \frac{30}{10} \} = \min \{ 1; 1,4; 3 \} = 1 \text{ cm} = 10\text{mm}$$

On prend :  $\emptyset t = 8\text{mm}$

- ✓ Soit  $A_t = 4HA8 = 2,01\text{cm}^2$  (un cadre et un étrier)

c) Armatures transversales minimales:

La quantité d'armatures minimales est donnée par la formule suivante :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

- ✓  $A_t^{\text{adop}} = 2,01 > A_t^{\min} = 1,35 \text{ cm}^2 \rightarrow$  condition vérifiée

-Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à 5cm du nu de l'appui

d) Délimitation de la zone nodale Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003

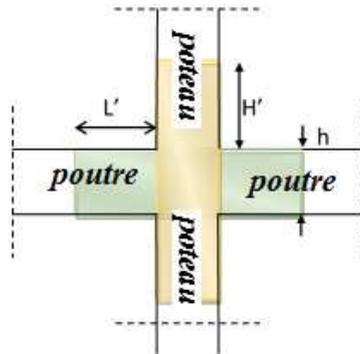
$$\begin{cases} l' = 2 \times h \\ h' = \max \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right) \end{cases}$$

Avec:

$h'$ : Hauteur de la poutre.

$b_1$  et  $h_1$  : Dimensions du poteau.

$h_e$  : Hauteur entre nus des poteaux



**Figure VI.3: Délimitation de la zone nodale**

On aura :

- $h' = \max (68; 45; 55; 60 \text{ cm}) = 68 \text{ cm}.$
- Poutre Principale  $l' = 2 \times h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}.$
- Poutre Secondaire  $l' = 2 \times h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}.$

#### VI-2-4: Vérification à L'ELS

##### 1) Etat limite d'ouverture des fissures(Art B.6.3/BAEL 91 modifié 99) :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible ,alors cette vérification n'est pas nécessaire.

##### 2) Etat limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa (contrainte admissible)} \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1} \end{cases}$$

Avec:

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \text{ ( Armatures adoptées a l'ELU.)}$$

$K_1$  et  $\beta_1$ : coefficients tirés des tableaux en fonction de  $\rho = \frac{100 A_s}{bd}$

Les résultats sont récapitulatifs dans le tableau suivant :

Poutres		$M_s$ (KN.m)	$A_{ad}$ (cm <sup>2</sup> )	$b$ (cm)	$d$ (cm)	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Obs
principale	Appuis	70,34	12,62	30	37	1,138	0,854	19,25	176,4	9,16	15	C.V
	Travée	7,54		30	37				18,9	0,98	15	C.V
secondaire	Appuis	21,15	13,56	30	32	1,412	0,843	16,74	57,82	3,45	15	C.V
	Travée	17,12	9,23	30	32	0,961	0,863	21,43	67,16	3,13	15	C.V

3) Etat limite de déformation :

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, qui ne doit pas dépasser la valeur limite  $\bar{f}$ .

$$f = \frac{L_{max}}{400} \geq f$$

- Poutres principales:

$$\bar{f} = L_{max}/400 = 440/500 = 0,88 \text{ cm} > f = 0,1 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

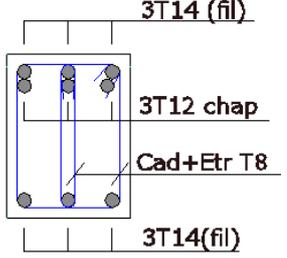
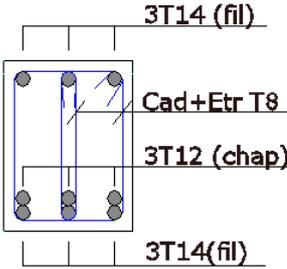
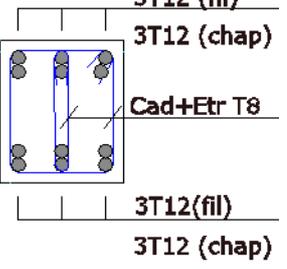
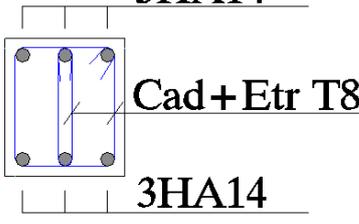
- Poutres secondaires:

$$\bar{f} = L_{max}/400 = 420/500 = 0,84 \text{ cm} > f = 0,1 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

✓ Donc la flèche est vérifiée.

**Conclusions :**

Le ferrailage des poutres principales et secondaires se fera suivant la section minimale d'armatures  $A_{s\ min}$  correspondante recommandée par le règlement « **RPA 99/Version 2003** » en zone IIa

Poutres	Sectio n (cm <sup>2</sup> )	Armatures longitudinaux	Armatures transversales	Coupes schématique
<b>Principales</b>	<b>30 x40</b>	<b>6HA14(filante) + 3HA12(chapeau)</b>	<b>Un cadre et un Etrier (HA8)</b>	<b>Appuis</b> 
				<b>Travée</b> 
<b>Secondaires</b>	<b>30 x 35</b>	<b>6HA12(filante) + 6HA12(chapeau)</b>	<b>Un cadre et un Etrier (HA8)</b>	<b>Appuis</b> 
				<b>Travée</b> 

### **VI-3: Ferrailage des Voiles**

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales.

Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

#### **Conception :**

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (TORSION)
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher)
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

Le RPA/99/version 2003(Art.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

#### **VI-3-1- Recommandations et exigences du RPA**

##### **a) Armatures verticales**

Elles sont destinées à reprendre les effets de la flexion et sont disposées à deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de 0.2 %  $l_t e$

Avec :  $l_t$  : longueur de la zone tendue,

$e$  : épaisseur du voile

- les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement ( $St$ ) doit être inférieur à l'épaisseur du voile ;
- l'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur  $L/10$  dans les zones extrêmes.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

##### **b) Armatures horizontales**

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants. disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochètes à 135° de longueur  $10\phi$

-D'après le BAEL91:  $A_H = \frac{A_v}{4}$

-D'après le RPA 99/V.2003:  $A_H \geq 0,15\% \times B$

##### **c) Armatures transversales**

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont au nombre de 4 épingles par  $1 \text{ m}^2$  au moins.

**d) Armatures de couture**

Le long des joints de reprise de collage, l'effort tranchant doit être pris par la section des aciers de couture doit être calculée par la formule suivante :

$$A_v j = 1.1V/f_c \quad \text{Avec : } v = 1.4 v_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement

**e) Règles communes (armatures verticales et horizontales)**

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est :

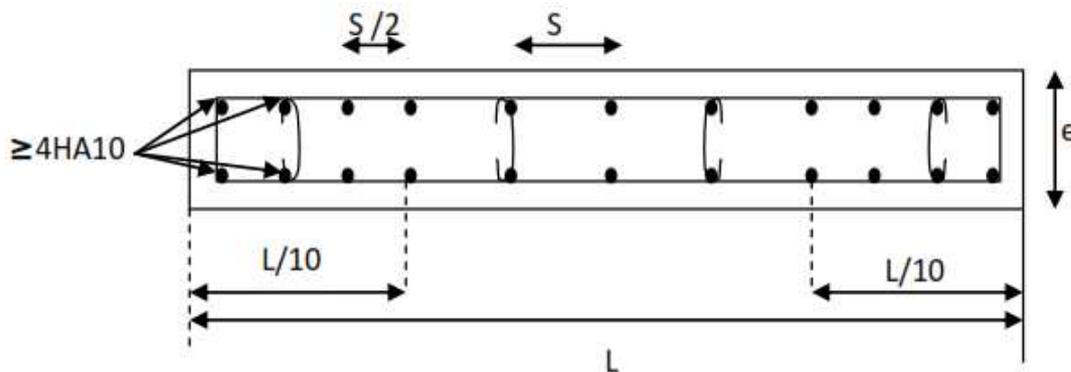
- **A<sub>min</sub> = 0.15 %** → section globale du voile.
- **A<sub>min</sub> = 0.1 %** → zone courante
- L'espacement des barres (horizontales et verticales) **S < min (1,5e ; 30 cm)**.
- Diamètre des barres (horizontales et verticales) **∅ < e /10**.

**f) Longueur de recouvrement**

- **L<sub>r</sub> = 40** en zone qui peu être tendue.
- **L<sub>r</sub> = 20** en zone comprimée sous l'action de toutes les combinaisons

**g) Potelet :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est ≥4HA10.



**Fig VII.2:** Disposition des armatures verticales dans les voiles

**VI-3-2:Exposé de la méthode de calcul**

La méthode utilisée est la méthode de la résistance des matériaux (R.D.M.) qui se fait pour une bande de largeur (d).

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$
$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V}{I}$$

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier :  $V = V' = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera par bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

$h_e$  : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée

Largeur de la zone comprimée :  $L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} - \sigma_{min}} L$

longueur de la zone tendue :  $L_t = L - L_c$

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)

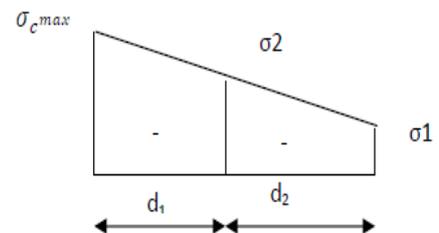
Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

- Zone I : Entre sol & RDC
- Zone II : Etage de service & 1<sup>er</sup>
- Zone III: Etages 2 & 3
- Zone IV: Etages 4 & 5

**a) Ferrailage section entièrement comprimé:**

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$



**FigVII-3-1 :Diagramme des contraintes sur les voiles**

✓ Armatures verticales:

La section d'armature d'une section entièrement comprimé est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_1 + B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

**B** : section du tronçon considéré ;

Situation accidentelle :  $\sigma_s = 400$  MPa ;  $f_{bc} = 18.48$  Mpa

Situation courante :  $\sigma_s = 348$  MPa ;  $f_{bc} = 14.20$  Mpa

✓ Armatures verticales minimales

- $A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  (Art A.8.1, 21BAEL91).

- $0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$  (Art A.8.1, 21BAEL91).

**b) Ferrailage d'une section entièrement tendue**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e$$

✓ Armatures verticales:

La section d'armature d'une section entièrement

tendue est égale à :  $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

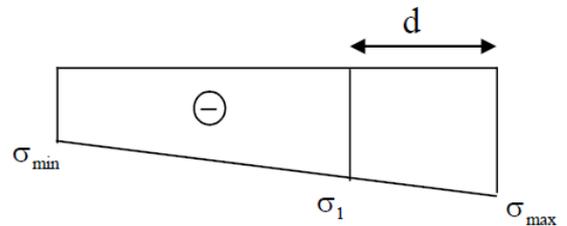
➤ Armatures verticales minimales

- $A_{\min} \geq \frac{Bf_{t28}}{f_c}$  (Condition non fragilité BAEL art

A4.2.1).

- $A_{\min} \geq 0.002B$  (Section min du RPA art 7.7.4.1).

B : section du tronçon considéré



**Fig VII-3-2 : Diagramme des contraintes (S.E.T)**

**c)-Ferrailage section partiellement comprimé**

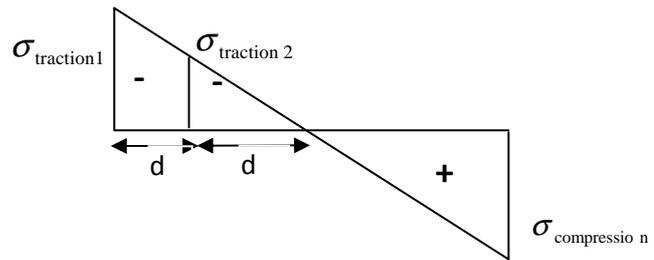
$$\begin{cases} N_1 = \frac{\sigma_{\text{traction1}} + \sigma_{\text{traction2}}}{2} \cdot d \cdot e \\ N_2 = \frac{\sigma_{\text{traction1}}}{2} \cdot d \cdot e \end{cases}$$

✓ Armatures verticales:

La section d'armature est égale à :  $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

➤ Armatures verticales minimales

Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.



**Fig VII-3-3:Diagramme des contraintes (S.P.C)**

**Vérifications**

❖ Vérification à L'ELS

Pour cet état, il considéré :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$N_s$  : Effort normal appliqué  $N_s = G + Q$

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée (verticales).

✓ Vérification de la contrainte de cisaillement

1- Selon le RPA99 (version 2003)

On vérifie que:  $\tau_b = \frac{1.4T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5\text{MPa}$

Avec :

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

2- Selon le BAEL 91

On vérifie que:  $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa.}$

Avec :  $\tau_u$  : contrainte de cisaillement

### **VI-3-3: Calcul de ferrailage :**

#### **Exemple de calcul:**

Soit à calculer le ferrailage du voile VL1 de la zone I :

$L = 2,975 \text{ m}$  ,  $e = 0,20 \text{ m}$

$\sigma_{\max} = 2900 \quad \text{KN/m}^2$

$\sigma_{\min} = -5590 \quad \text{KN/m}^2$

⇒ La section est partiellement comprimée

#### **A. Calcul de la longueur comprimée :**

Pour ce calcul il faut qu'on détermine la contrainte max et min (courbe enveloppe) dans le voile V sont comme suites :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$$L_c = \frac{2900}{2900 + 5590} \times 2,975$$

**Donc :**  $L_c = 1,02 \text{ m} \Rightarrow L_t = L - L_c = 1,96 \text{ m}$

#### **B. Détermination de la longueur de la bande « d » :**

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

$$d \leq \min\left(\frac{3,06}{2}; \frac{2}{3} \times 1,02\right) = 0,68\text{m}$$

- bande 1 de longueur  $d_1 = 0,84\text{m}$  (bande extrême)
- bande 2 de longueur  $d_2 = L_t - d_1 = 1,12\text{m}$  (bande centrale)

➤ Calcul de la section d'acier

• Bande 1 :

$\sigma_{\max} = 2900 \text{ KN/m}^2$

$d_1 = 0,84 \text{ m}$  et  $e = 0,2 \text{ m}$

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{\max}}{L_t} = \frac{(1,96 - 0,84)2900}{1,96} = 1656,384 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = 2214,86 \text{ KN/m}^2$$

L'effort normal dans la bande 1 est égale à:  $N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e$

$$N_1 = \frac{2900 + 2214,86}{2} \times 0,84 \times 0,20$$

$$N_1 = 382,74 \text{ KN}$$

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{382,74 \times 10}{384} = 9,97 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{v1} = 9,97 \text{ cm}^2$

• Bande 2 :

$$\sigma_1 = 2214,86 \text{ KN/m}^2$$

$$d_2 = 1,12 \text{ m et } e = 0,20 \text{ m}$$

L'effort normal dans la bande 2 est égale à La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e = 185,317 \text{ KN}$$

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{185,31 \times 10}{384} = 4,83 \text{ cm}^2$$

➤ Pourcentage minimal par bande tendue:

Le pourcentage minimal exigé par le RPA pour chaque bande tendue est de 0,2, Par conséquent chaque maille (d) devrait être ferrillée avec une section d'armature supérieur à:

- Bande 1 :  $A_{\min} = 0,002 \times 84 \times 20 = 3,36 \text{ cm}^2$
- Bande 2 :  $A_{\min} = 0,002 \times 112 \times 20 = 4,48 \text{ cm}^2$

➤ Armature de couture :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ avec : } \bar{V} = 1,4V$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 323,706 \times 10}{400}$$

$$A_{vj} = 12,46 \text{ cm}^2$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus calculée

➤ Armature total :

- Bande 1 :  $A_{\text{totl}} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 13,08 \text{ cm}^2$  **On adopte : 2x9HA14=27,7 cm<sup>2</sup> avec espacement de 10cm**

- Bande 2 :  $A_{\text{totl}} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 7,94 \text{ cm}^2$  On adopte :  $2 \times 10 \text{HA}12 = 22,62 \text{ cm}^2$  avec espacement de 10cm

### Vérfications à L'ELU:

- Pourcentage minimal dans le voile :

Le pourcentage minimal d'armatures verticales dans le voile est :

$$A_{\text{min}} \geq \max \left( 0,15 \% B; \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{\text{min}} \geq \max (8,93 \text{ cm}^2, 31,5 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\text{min}} = 40 \text{ cm}^2$$

La section totale adopté dans le voile est égale à:  $2 \times 9 \text{HA}14 + 2 \times 10 \text{HA}12 = 50,32 \text{ cm}^2$

- Armatures horizontales :

$$A_H \geq 0,15 \% B$$

$$A_H \geq 8,93$$

$$A_H \geq 10 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_H = 10 \text{HA}12 (e=20) = 11,31 \text{ cm}^2$

- Armature transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré.

- ✓ On adopte 4HA8 ( $2,01 \text{ cm}^2$ ) par  $\text{m}^2$

- Pour les potelets :

Vu que la section d'armatures doivent dans les poteaux est supérieure à celle du voile, alors on adopte le même ferrailage que celui du poteau.

### Vérfication à l'ELS :

- Vérfication des contraintes de cisaillement :

- BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{323,706 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 2970} = 0,605 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right\} = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,15}; 4 \text{ Mpa} \right\} = 3,26 \text{ Mpa (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 0,6 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

- RPA 2003 :

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 323.706 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 2970} = 0,85 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,85 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

➤ Vérification de la contrainte du béton :

$$\bar{\tau}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15.A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{1002,903 \times 10^3}{200 \times 2970 + 15 \times 50,32 \times 10^2} = 1,49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1,49 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

Les résultats sont résumer dans les tableaux suivants:

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,975	3,05	3,125	3,2	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,595	0,61	0,625	0,64	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2900	680	140	230	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-5590	-2730	-1340	-1080	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)	323,71	333,84	134	71,48	
	L <sub>t</sub> (m)	1,96	2,44	2,83	2,64	
	L <sub>c</sub> (m)	1,02	0,61	0,30	0,56	
	d1 (m)	0,84	0,85	0,84	0,56	
	d2 (m)	1,12	1,59	1,99	2,08	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	1656,384	443,288	98,436	181,178	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	382,74	95,48	20,03	23,03
		N <sub>2</sub>	185,317	70,562	19,583	37,652
A. Verticale	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	9,97	2,49	0,52	0,60
		A <sub>v2</sub>	4,83	1,84	0,51	0,98
	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )		12,46	12,85	5,16	2,75
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vi</sub> /4	13,08	5,70	1,81	1,29
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vi</sub> /4	7,94	5,05	1,80	1,67
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Bonde 1	3,36	3,40	3,36	2,24
		Bonde 2	4,48	6,37	7,96	8,31
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde 1	13,85	10,18	7,06	3,92
		Bonde 2	11,31	10,99	10,2	10,2
	Choix des barres	Bonde1	2×9HA14	2×9HA12	2×9HA10	2×5HA10
		Bonde 2	2×10HA12	2×14HA10	2×13HA10	2×13HA10
S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	10	10	10	10	
	Bonde 2	10	10	15	15	
A.Horizontale	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		8,93	9,15	9,38	9,60
	A <sub>H</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		11,31	11,31	11,31	11,31
	Choix des barres/bande (cm <sup>2</sup> )		10HA12	10HA12	10HA12	10HA12
	ep =20cm		20	20	20	20
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>			
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,605	0,608	0,238	0,124
		$\tau_b$ (MPa)	0,846	0,851	0,334	0,174
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1002,9	764,69	550,18	310,58
		$\sigma_b$ (MPa)	1,49	2,51	0,71	0,4

Tableau VI-3-1 : ferrailage de voile VL1.

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,325	1,35	1,375	1,4	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,265	0,27	0,275	0,28	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2460	450	440	1470	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-3010	-2460	-1570	-1440	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)	40,806	41,007	42,99	137,69	
	L <sub>t</sub> (m)	0,73	1,14	1,07	0,69	
	L <sub>c</sub> (m)	0,60	0,21	0,30	0,71	
	d1 (m)	0,56	0,54	0,67	0,56	
	d2 (m)	0,17	0,60	0,40	0,13	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	570,582	237,073	165,513	281,750	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	169,71	37,10	40,57	98,10
		N <sub>2</sub>	9,649	14,254	6,687	3,741
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	4,42	0,97	1,06	2,55
		A <sub>v2</sub>	0,25	0,37	0,17	0,10
A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		1,57	1,58	1,66	5,30	
A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	4,81	1,36	1,47	3,88	
	A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	0,64	0,77	0,59	1,42	
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Bonde 1	2,24	2,16	2,68	2,24	
	Bonde 2	0,68	2,40	1,62	0,53	
A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde 1	6,78	6,78	4,71	4,71	
	Bonde 2	2,26	4,71	3,14	1,54	
Choix des barres	Bonde1	2x6HA12	2x6HA12	2x6HA10	2x6HA10	
	Bonde 2	2x2HA12	2x6HA10	2x4HA10	2x2HA10	
S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	10	10	10	10	
	Bonde 2	10	10	10	10	
A.Horizontale	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		3,98	4,05	4,13	4,20
	A <sub>H</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		4,52	4,52	4,52	4,52
	Choix des barres/bande (cm <sup>2</sup> )		4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
	Espacement (cm)		15	15	15	15
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>			
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,171	0,169	0,174	0,546
		$\tau_b$ (MPa)	0,240	0,236	0,243	0,765
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	515,414	375,525	267,36	152,75
$\sigma_b$ (MPa)		1,53	1,17	0,86	0,43	

Tableau VI-3-2 : ferrailage de voile VL2.

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	0,925	0,95	0,975	1	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,185	0,19	0,195	0,2	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-4180	-3470	-2660	-1580	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-4120	-2600	-1960	-1060	
	Nature de la section	SET	SET	SET	SET	
	V <sub>u</sub> (kN)	16,93	19,53	21,2	23,68	
	L <sub>t</sub> (m)	0,93	0,95	0,98	1,00	
	L <sub>c</sub> (m)	0,00	0,00	0,00	0,00	
	d1 (m)	0,56	0,54	0,67	0,69	
	d2 (m)	0,37	0,41	0,31	0,31	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-1649,405	-1497,579	-832,103	-489,800	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	-326,45	-268,25	-233,97	-142,82
		N <sub>2</sub>	-60,203	-61,401	-25,379	-15,184
A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	-8,50	-6,99	-6,09	-3,72	
	A <sub>v2</sub>	-1,57	-1,60	-0,66	-0,40	
A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		0,65	0,75	0,82	0,91	
A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	-8,34	-6,80	-5,89	-3,49	
	A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	-1,40	-1,41	-0,46	-0,17	
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Bonde 1	2,24	2,16	2,68	2,76	
	Bonde 2	1,46	1,64	1,22	1,24	
A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde 1	4,62	3,14	3,14	2,35	
	Bonde 2	3,39	3,92	3,92	4,71	
Choix des barres	Bonde1	2x3HA14	2x4HA10	2x4HA10	2x3HA10	
	Bonde 2	2x3HA12	2x5HA10	2x5HA10	2x6HA10	
S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	10	10	10	10	
	Bonde 2	10	10	10	10	
A.Horizontal	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		2,78	2,85	2,93	3,00
	A <sub>H</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		4,52	4,52	4,52	4,52
	Choix des barres/bande (cm <sup>2</sup> )		4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
	ep =20cm		15	15	15	15
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,102	0,114	0,121	0,132
		$\tau_b$ (MPa)	0,142	0,160	0,169	0,184
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	722,73	567,44	435,94	254,84
$\sigma_b$ (MPa)		2,81	2,36	1,88	0,94	

Tableau VI-3-3 : ferrailage de voile VL3.

*Chapitre VI .....Ferrailage des éléments principaux*

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	0,75	0,8	0,85	0,9	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,15	0,16	0,17	0,18	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3150	-2960	-2330	-1370	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-3650	-2460	-1850	-980	
	Nature de la section	SPC	SET	SET	SET	
	V <sub>u</sub> (kN)	26,85	5,62	23,17	37,64	
	L <sub>t</sub> (m)	0,40	0,80	0,85	0,90	
	L <sub>c</sub> (m)	0,35	0,00	0,00	0,00	
	d1 (m)	0,30	0,40	0,40	0,30	
	d2 (m)	0,10	0,40	0,45	0,60	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	802,603	-1480,000	-1233,529	-913,333	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	118,58	-177,60	-142,54	-68,50
		N <sub>2</sub>	8,233	-59,200	-55,509	-54,800
A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	3,09	0	0	0	
	A <sub>v2</sub>	0,21	0	0	0	
A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )		1,03	0,22	0,89	1,45	
A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vi</sub> /4	3,35	-4,57	0	0	
	A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vi</sub> /4	0,47	-1,49	0	0	
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Bonde 1	1,20	1,60	1,60	1,20	
	Bonde 2	0,41	1,60	1,80	2,40	
A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde 1	4,62	4,52	3,14	2,35	
	Bonde 2	1,54	4,52	3,14	3,92	
Choix des barres	Bonde1	2×3HA14	2×4HA12	2×4HA10	2×3HA10	
	Bonde 2	2×HA14	2×4HA12	2×4HA10	2×5HA10	
S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	10	10	10	10	
	Bonde 2	10	10	10	10	
A.Horizontale	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		2,25	2,40	2,55	2,70
	A <sub>H</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		4,52	4,52	4,52	4,52
	Choix des barres/bande (cm <sup>2</sup> )		4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
	ep =20cm		15	15	15	15
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>			
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,199	0,039	0,151	0,232
		$\tau_b$ (MPa)	0,278	0,055	0,212	0,325
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	481,3	397,74	307,31	172,92
		$\sigma_b$ (MPa)	2,58	2,13	1,56	0,80

Tableau VI-3-4 : ferrailage de voile VT1.

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	0,925	0,95	0,975	1		
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,185	0,19	0,195	0,2		
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2980	-3310	-2690	-1460		
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-4520	-3130	-2280	-1210		
	<b>Nature de la section</b>	<b>SPC</b>	<b>SET</b>	<b>SET</b>	<b>SET</b>		
	V <sub>u</sub> (kN)	26,73	20,33	29,09	39,95		
	L <sub>t</sub> (m)	0,56	0,95	0,98	1,00		
	L <sub>c</sub> (m)	0,37	0,00	0,00	0,00		
	d1 (m)	0,30	0,40	0,40	0,30		
	d2 (m)	0,26	0,55	0,58	0,70		
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	1376,317	-1916,316	-1586,410	-1022		
	N (kN)	N <sub>1</sub>	130,69	-209,05	-171,06	-74,46	
		N <sub>2</sub>	35,436	-105,397	-91,219	-71,540	
	A. Verticale	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	3,40	-5,44	-4,45	-1,94
			A <sub>v2</sub>	0,92	-2,74	-2,38	-1,86
A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		1,03	0,78	1,12	1,54		
A (cm <sup>2</sup> )		A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	3,66	0	0	0	
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	1,18	0	0	0	
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		Bonde 1	1,20	1,60	1,60	1,20	
		Bonde 2	1,03	2,20	2,30	2,80	
A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )		Bonde 1	4,62	3,14	3,14	2,35	
		Bonde 2	3,39	3,92	3,92	4,71	
Choix des barres		Bonde1	2x3HA14	2x4HA10	2x4HA10	2x3HA10	
		Bonde 2	2x3HA12	2x5HA10	2x5HA10	2x6HA10	
S <sub>t</sub> (cm)		Bonde1	10	10	10	10	
		Bonde 2	10	10	10	10	
A.Horizontale	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande	2,78	2,85	2,93	3,00		
	A <sub>H</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	4,52	4,52	4,52	4,52		
	Choix des barres/bande (cm <sup>2</sup> )	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12		
	ep =20cm	15	15	15	15		

<b>Vérification des contraintes</b>	<b>Armature transversal</b>		<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>			
	<b>contrainte</b>	<b><math>\tau_u</math>(MPa)</b>	<b>0,161</b>	<b>0,119</b>	<b>0,166</b>	<b>0,222</b>
		<b><math>\tau_b</math>(MPa)</b>	<b>0,225</b>	<b>0,166</b>	<b>0,232</b>	<b>0,311</b>
	<b>ELS</b>	<b>N<sub>s</sub> (kN)</b>	<b>649,74</b>	<b>558,29</b>	<b>427,06</b>	<b>241,13</b>
		<b><math>\sigma_b</math>(MPa)</b>	<b>2,6</b>	<b>2,19</b>	<b>1,67</b>	<b>0,94</b>

**Tableau VI-3-4 : ferrailage de voile VT2**

**Conclusion:**

Les éléments principaux jouent un rôle capital dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du RPA qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important.

---

*Chapitre VII:  
Etude de  
l'infrastructure*



### **Introduction :**

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

---

### **VII-1:Choix du type des fondations**

Le choix du type de fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

-Selon le rapport du sol:

- la contrainte admissible est de **2 bars**
- Poids volumique du sol est **1,78 t/m<sup>3</sup>**

### **VII-2:Différents types de fondation**

#### ➤ Les fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

#### ➤ Les fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans le cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Economie.
-

**VII-3: Vérification des semelles isolées :**

On doit vérifier que:  $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

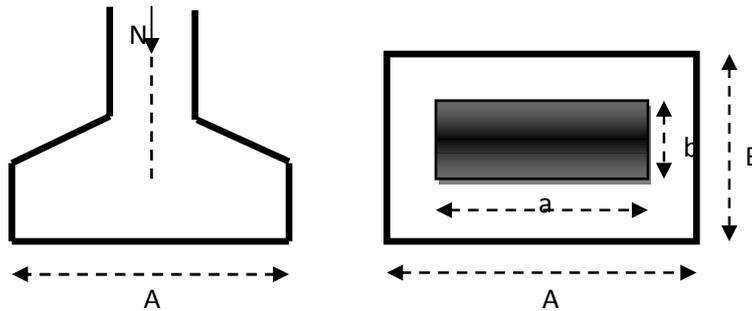


Figure VI.1. Schéma d'une semelle isolée

Avec:

N : l'effort normal agissant sur la semelle à l'ELS

S : surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

Exemple de calcul :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{Ser} = 1426,858 \text{ KN} \\ \sigma_{sol} = 0,2 \text{ Mpa} = 200 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1426,858}{200}} = 2,67 \text{ m} \Rightarrow A = B = 3 \text{ m}$$

- On a la section des semelles sous poteau totale est:  $S = n \times B^2 = 32 \times 3^2 = 288 \text{ m}^2$

Avec: n: nombre des poteaux

- La section totale à la base est :  $S_t = 12,8 \times 25,2 = 322,56 \text{ m}^2$

Donc :  $S_t = 288 \text{ m}^2 > 50\% S_{bat} = 161,28 \text{ m}^2$

**Remarque :**

On remarque que la surface occuper par les semelles sous poteaux dépasse 50% de la surface totale du bâtiment , ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas. alors il faut opter pour des semelles filantes.

**VII-4: Vérification de la semelles filantes**

**1) Semelles filantes sous voiles :**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N, données par la condition la plus défavorable.

Avec:  $N_s = G + Q$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{B L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{L \bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

- B : Largeur de la semelle
- L : Longueur de la semelle sous voile
- G : Charge permanent a la base du voile considéré
- Q : Surcharge d'exploitation a la base du voile considéré
- $\bar{\sigma}_{sol}$ : Contrainte admissible du sol.

**Sens longitudinal :**

Voile	Ns(KN)	L(m)	B(m)	S=BxL (m <sup>2</sup> )
VL1	558,18	3,6	0,77	2,77
VL2	833,212	1,6	2,6	4,16
VL3	1160,198	1,2	4,83	5,8
				$\Sigma=12,73$

**Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).**

**Sens transversal :**

Voile	Ns(KN)	L(m)	B(m)	S=BxL (m <sup>2</sup> )
VT1	861,587	1	4,31	4,31
VT2	1067,652	1,15	4,64	5,34
				$\Sigma=9,65$

**Tableau VII.2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).**

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \Sigma S_i = 12,73 + 9,65 = 22,37 \text{ m}^2$$

**2) Semelles filantes sous poteaux :**

**a)-Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

**b) Etape de calcul :**

- **Détermination de la résultante des charges:  $R = \Sigma N_i$**

Avec:

R : réaction du sol donnée en fonction de la contrainte  $\sigma_{sol}$ .

$\Sigma N_i$  : charges verticales totales à la base de la fondation (charges permanentes et d'exploitation).

- **Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :  $e = \frac{\Sigma N_i \cdot e_i + \Sigma M_i}{R}$**

Avec:

$e_i$  : position de  $N_i$  par rapport au centre de la file considérée

- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$\left\{ \begin{array}{l} \text{si: } e < \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.} \\ \text{si } e > \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition triangulaire} \end{array} \right.$

➤  $q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right)$

➤  $q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right)$

➤  $q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right)$

- Détermination de la largeur de la semelle :  $B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}}$

Avec: L : distance entre nus des poteaux.

On fera le calcul sur le portique longitudinal (fil de poteaux le plus sollicité).

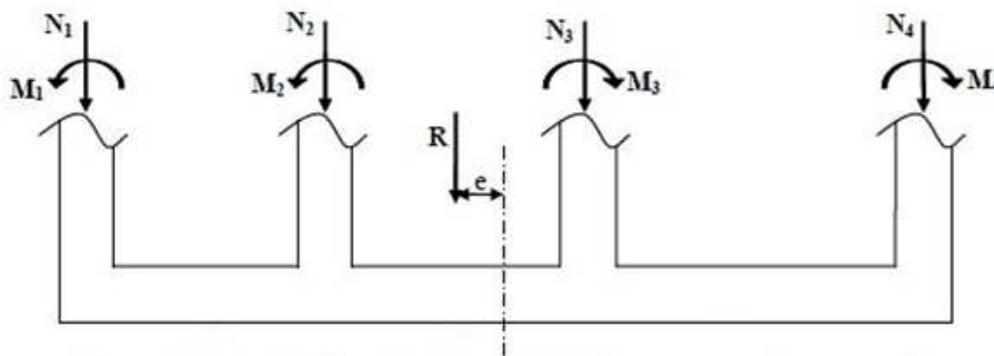


Figure VIII-1 : répartition des efforts dans la semelle

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	$N_s$ (KN)	$M_{inf}$ (KN.m)	$e_i$ (m)	$N \times e_i$ (KN.m)
P1(184)	1056,799	0,19	6,2	6552,15
P2(188)	1426,858	0,73	1,8	2568,34
P3(200)	1185,79	1,94	-1.8	-2134,42
P4(211)	1014,032	-0,2	-6,2	-6286,99
	$\Sigma=4683,479$	$\Sigma= 2,66$		$\Sigma= 699,08$

Tableau VII.3 : Surface des semelles filantes sous poteaux.

- **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces:**

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{699,08 + (2,66)}{4683,479} = 0,15\text{m}$$

- **Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle:**

On a :  $e = 0,15 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{12,4}{6} = 2,07 \text{ m} \Rightarrow$  Répartition trapézoïdale

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{4683,479}{12,4} \times \left(1 - \frac{6 \times (0,15)}{12,4}\right) = 350,28 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{4683,479}{12,4} \times \left(1 + \frac{6 \times (0,15)}{12,4}\right) = 405,11 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{4683,479}{12,4} \times \left(1 + \frac{3 \times (0,15)}{12,4}\right) = 391,41 \text{ KN/ml}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle:**

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{391,41}{200} = 1,96 \text{ m}$$

✓ Donc on opte pour  $B = 2 \text{ m} \rightarrow S = B \times L = 2 \times 12,4 = 24,8 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :  $S_p = S \times n$

$n$  : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 24,8 \times 8 = 198,4 \text{ m}^2$$

La surface totale occupée par les semelles filantes est:

$$S_t = S_p + S_v = 198,4 + 22,37 = 220,77 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure :  $S_{\text{bat}} = 322,56 \text{ m}^2$

✓ Donc :  $S_t = 220,77 \text{ m}^2 > 50\% S_{\text{bat}} = 161,28 \text{ m}^2$

### **Conclusion :**

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50%** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

### **VII-5:Etude du radier général**

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire)

- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution

**VII-5-1: Pré dimensionnement du radier**

**a)-Condition forfaitaire :**

❖ **Sous voiles:**

Epaisseur du radier est:  $\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \rightarrow \frac{440}{8} \leq h \leq \frac{440}{5} \Rightarrow 55 \leq h \leq 88 \text{ cm}$

On prend: **h = 80cm**

❖ **Dalle**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :  $h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$

avec un minimum de 25cm

$$h_d \geq \frac{440}{20} = 22 \text{ cm}$$

Soit : **h<sub>d</sub> = 40 cm**

❖ **Nervure (poutre)**

Elle doit vérifier la condition suivante

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{440}{10} = 44 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit } h_n = 60 \text{ cm}$$

$$0.4 h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n \rightarrow 32 \leq b_n \leq 56 \text{ cm} \rightarrow \text{soit : } b_n = 45 \text{ cm}$$

**b)-Condition de vérification de la longueur élastique :  $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$**

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie:

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \frac{3K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface

$$K = \begin{cases} 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Très mauvais sol} \\ 40 \text{ MPa} \rightarrow \text{sol moyen} \\ 120 \text{ MPa} \rightarrow \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen alors  $K=40 \text{ MPa}$

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m)

E : Module de déformation longitudinale déferée :  $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$

$L_{max}$  : Distance maximale entre nus des nervures.

$$\underline{\text{D'où}} \quad h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.4\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.88 \text{ m}$$

✓ On prend: **h=100 cm**

**Conclusion :**

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant:

$h_t = 100\text{cm}$  (hauteur de la nervure)

$b_n = 45\text{ cm}$  (largeur de la nervure)

$h_d = 40\text{ cm}$  (hauteur de la dalle)

**VII-5-2: Calcul de la surface du radier :**

Charge permanente de la structure :  $G = 28366,5\text{ KN}$

Charge d'exploitation de la structure :  $Q = 6754,42\text{ KN}$

**a) Combinaison d'actions :**

A l'ELU :

$N_U = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 28366,5 + 1.5 \times 6754,42 = 48426,41\text{ KN}$

A l'ELS :

$N_S = G + Q = 28366,5 + 6754,42 = 35120,92\text{ KN}$

**b) Détermination de la surface du radier :**

A l'ELU :

$S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_U}{1.33 \sigma_{sol}} = \frac{48426,41}{1.33 \times 200} = 182,05\text{ m}^2$

A l'ELS :

$S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_S}{\sigma_{sol}} = \frac{35120,92}{200} = 175,6\text{ m}^2$

D'où :

$S_{rad} = \max (S_{nec}^{ELU} , S_{nec}^{ELS} ) = 182,05\text{ cm}^2$

$S_{bat} = 322,56\text{m}^2 > S_{rad} = 182,05\text{ cm}^2$

**Remarque :**

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$L_{deb} \geq \max \left( \frac{h}{2} ; 30\text{cm} \right) = \max \left( \frac{100}{2} ; 30\text{cm} \right) = 50\text{cm}$

**Soit un débord de :  $L_{deb} = 50\text{ cm}$**

$S_{deb} = (12,4 + 24,8) \times 2 \times 0,5 = 37,2\text{ m}^2$

Donc on aura une surface totale du radier:  $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 322,56 + 37,2 = 359,76\text{ m}^2$

**VII-5-3:Calcul des sollicitations**

**a) Charges permanentes :**

- **Poids de radier :**

G= Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

- **Poids de la dalle**

$$P_{dalle} = S_{radier} h_d \rho_b$$

$$P_{dalle} = 359,76 \times 0,4 \times 25 = 3597,6 \text{ KN.}$$

- **Poids des nervures :**

$$P_{nerv} = b_n \times h_n \times \rho_b \sum(L_x.n + L_y \times m)$$

$$P_{nerv} = 0,45 \times 1 \times 25 \times (12,4 \times 8 + 24,8 \times 4) = 2232 \text{ KN}$$

- **Poids de TVO :**

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho_{TVO}$$

$$S_{ner} = b_n \sum(L_x.n + L_y \times m) = 0,45 \times 198,4 = 89,28 \text{ m}^2$$

$$P_{TVO} = (359,76 - 89,28) \times 0,6 \times 17,8 = 2888,72 \text{ KN}$$

- **Poids de la dalle flottante**

$$P_{dalle \text{ flottante}} = S_{rad} \cdot e_p \text{ dalle flottante} \cdot \rho_b$$

$$P_{dalle \text{ flottante}} = 359,76 \times 0,15 \times 25 = 1349 \text{ KN}$$

$$G_{rad} = 3597,6 + 2232 + 2888,72 + 1349 = 10067,32 \text{ KN}$$

**b) Surcharges d'exploitations :**

$$\text{Surcharge de bâtiment : } Q = 6754,42 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharge du radier : } Q = 4 \times 6754,42 = 2707,68 \text{ KN}$$

**c) Poids total de la structure :**

$$G_T = G_{bat} + G_{rad} = 28366,5 + 10067,32 = 38433,82 \text{ KN}$$

$$Q_T = Q_{bat} + Q_{rad} = 6754,42 + 2707,68 = 9462 \text{ KN}$$

**d) Combinaison d'actions :**

**A l'ELU :**

$$N_U = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 38433,82 + 1,5 \times 9462 = 66078,65 \text{ KN}$$

**A l'ELS :**

$$N_S = G + Q = 38433,82 + 9462 = 47895,82 \text{ KN}$$

**VII-5-4: Les Vérifications**

**a) Vérification à la contrainte de cisaillement (BAEL91 Art A.5.1.1)**

Nous devons vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :  $b=100 \text{ cm}$  ;  $d=0.9h_d=0.9 \times 40=36 \text{ cm}$

$$T_U^{max} = \frac{q_u L_{max}}{2} = \frac{N_u b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{66078,65 \times 1}{359,76} \times \frac{4,40}{2} = 404,08 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \tau_u = \frac{404,08 \times 10^3}{1000 \times 360} = 1,12 \text{ MPa}$$

✓  $\tau_u = 1,12 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$  Condition vérifiée

**b) Vérification de la stabilité du radier**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$  : Moment sismique à la base de la structure (tiré à partir du logiciel)

$T_{j(K=0)}$  : Effort tranchant à la base de la structure (tiré à partir du logiciel)

$h$  : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :  $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$

On doit vérifier que :

Combinaison 1,35G+1,5

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{sol} \quad (\text{d'après le DTU 13.12/2,31})$$

Combinaison G+Q

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol} \quad (\text{d'après le DTU 13.12/2,31})$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V \\ \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

**Calcul du centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{Lx}{2} = 6,9 \text{ m} \qquad Y_G = \frac{Ly}{2} = 13,1 \text{ m}$$

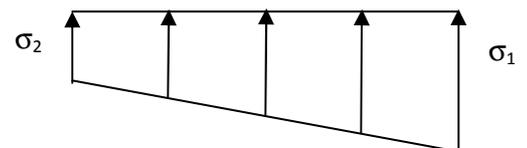
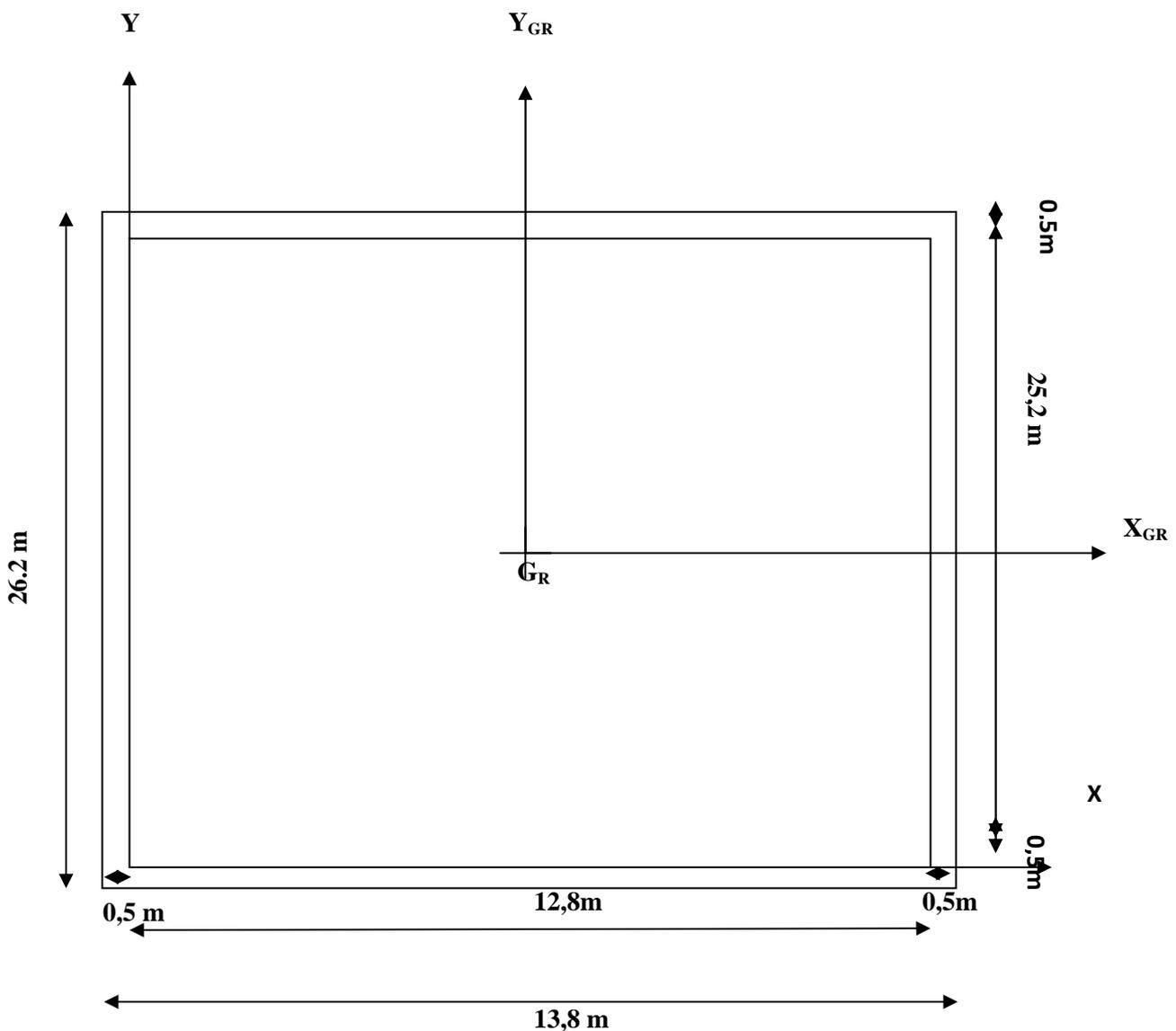


Figure VII.2 : Diagramme des contraintes



Avec :

$S_i$  : Aire du panneau considéré.

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

**Moment d'inertie du radier:**

$$I_{XX} = \frac{bh^3}{12} = 13,8 \times 26,2^3 / 12 = 20682,43 \text{ m}^4$$

$$I_{YY} = \frac{b^3h}{12} = 13,8^3 \times 26,2 / 12 = 5737,95 \text{ m}^4$$

➤ **Sens longitudinal :**

**1)-Combinaison: 1,35G+1,5Q**

$$M_X = 9,46 + 49588,47 \times 1 = 49597,93 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_y} \cdot V = \frac{66078,65}{359,76} + \frac{49597,93}{5737,95} \times 6,9 = 243,3 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{66078,65}{359,76} - \frac{49597,93}{5737,95} \times 6,9 = 124,03 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 243,3 + 124,03}{4} = 213,48 \text{ KN/m}^2$$

$$\checkmark \sigma_m = 213,48 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1,33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN / m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**2)-Combinaison: G+Q**

$$M_x = 6,78 + 35974,71 \times 1 = 35981,49 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{47895,82}{359,76} + \frac{35981,49}{5737,95} \times 6,9 = 176,4 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{47895,82}{359,76} - \frac{35981,49}{5737,95} \times 6,9 = 89,86 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 176,4 + 89,86}{4} = 154,76 \text{ KN/m}^2$$

$$\checkmark \sigma_m = 154,76 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN / m}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

➤ **Sens transversal :**

$$M_y = 11,62 + 49588,47 \times 1 = 49600,09 \text{ KN.m}$$

**1)-Combinaison: 1,35G+1,5Q**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{66078,65}{359,76} + \frac{49600,09}{20682,43} \times 13,1 = 215,09 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{66078,65}{359,76} - \frac{49600,09}{20682,43} \times 13,1 = 152,26 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 215,09 + 152,26}{4} = 199,38 \text{ KN/m}^2$$

$$\checkmark \sigma_m = 199,38 \text{ KN/m}^2 < 1,33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN / m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**2)-Combinaison: G+Q**

$$M_Y = 8,25 + 35974,715 \times 1 = 35982,96 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{47895,82}{359,76} + \frac{35982,96}{20682,43} \times 13,1 = 155,92 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{47895,82}{359,76} - \frac{35982,96}{20682,43} \times 13,1 = 156,92 \text{ KN/m}^2$$

$$D'o\grave{u} : \sigma_m = \frac{3 \times 155,92 + 156,92}{4} = 156,17 \text{ KN/m}^2$$

$$\checkmark \sigma_m = 156,17 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Condition v\^erifi\^ee.}$$

**c) V\^erification de l'effort de sous pression :**

Cette v\^erification justifie le non soul\^evement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P > P' \quad \text{Avec : } P' = \alpha \times \gamma_w \times S_{radier} \times z$$

- P : Poids total du b\^atiment \^a la base du radier.
- $\alpha = 1,5$  : Coefficient de s\^ecurit\^e vis \^a vis du soul\^evement.
- $\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau ( $\gamma_w = 10 \text{ NK/m}^3$ ).
- z : profondeur de l'infrastructure (h= 1m).

AN:

$$P' = 1,5 \times 10 \times 359,76 \times 1 = 5396,4 \text{ KN.}$$

$$p = (G_{superstructure} + G_{infrastructure}) = 38433,82 \text{ KN}$$

$$P = 38433,82 \text{ KN} > P' = 5396,4 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition est v\^erifi\^ee.}$$

$\checkmark$  Pas de risque de soul\^evement de la structure.

**d) V\^erification au poin\^onnement (Art. A.5.2.42 BAEL91modifi\^ees 99):**

Aucun calcul n'est exig\^e si la condition suivante est satisfaite :  $N_u \leq N'_u$

$$N'_u = \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$N_u$  : Charge de calcul \^a l'ELU pour le poteau ou le voile le plus sollicit\^e.

$\mu_c$  : P\^erim\^etre du contour cisail\^e sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1 m).

h : \^Epaisseur totale du radier.

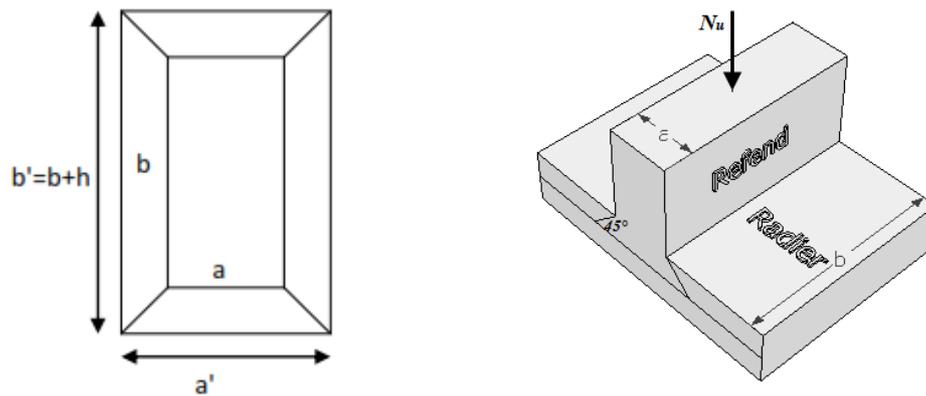


Figure VII-3 :Périmètre utile des voiles et des poteaux.

Calcul du périmètre utile :

**1. Poteaux :**

$$\mu_c = 2 \times (a' + b' + 2h) = 2 \times (0,55 + 0,45 + 2 \times 1) = 6m^3.$$

$$N'_u = \frac{0,045 \times 6 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 4500 \text{ KN}.$$

$$N_u = 2298,07 \text{ KN} < N'_u = 4500 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**2. Voiles :**

$$\mu_c = 2 \times (a' + b' + 2h) = 2 \times (0,2 + 3,6 + 2 \times 1) = 11,6m^3.$$

$$N'_u = \frac{0,045 \times 11,6 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 8700 \text{ KN}.$$

$$N_u = 1596,43 \text{ KN} < N'_u = 8700 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**e) Vérification de la stabilité au renversement :(Art A.10.1.5 RPA99/Version 2003).**

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au

renversement  $\left( e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \right)$

$$e_x = \frac{M_x}{N_s} = \frac{35981,5}{47895,82} = 0,75 \text{ m} < \frac{12,4}{4} = 3,1 \text{ m} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N_s} = \frac{35982,96}{47895,82} = 0,75 \text{ m} < \frac{24,8}{4} = 6,2 \text{ m} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**VII-5-5:Ferraillage du radier**

Pour le ferraillage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99) ;on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastré sur 04 appuis.

**Identification du panneau le plus sollicité :**

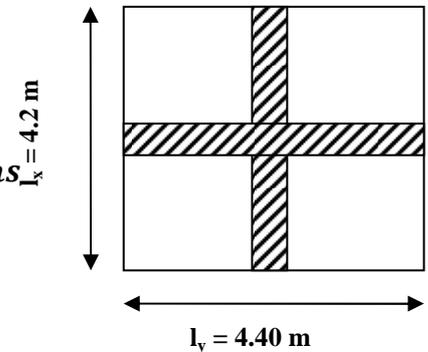
**Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements voisins et afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, on considérera pour les calculs le panneau le plus sollicité, ensuite on adoptera le même ferraillage pour tout le radier.

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes :  $l_x=4.20m$  et  $l_y=4.40m$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.20}{4.40} = 0,95$$

$0,4 < \rho = 0,95 < 1 \rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.



Pour le calcul du ferraillage, on soustrait de la contrainte maximale  $\sigma_m^{max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

Avec :

• **A'PELU :**

$$\sigma_m^{max} = \max (\sigma_u^1; \sigma_u^2) = \max (243,3 ; 124,03) = 243,3 \text{ KN/m}^2$$

• **A'PELS :**

$$\sigma_m^{max} = \max (\sigma_s^1; \sigma_s^2) = \max (176,4 ; 156,92) = 176,4 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

**E.L.U :**

$$q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left( 243,3 - \frac{10067,32}{359,76} \right) \times 1m = 215,32 \text{ KN/ml}$$

**E.L.S :**

$$q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left( 176,4 - \frac{10067,32}{359,76} \right) \times 1m = 148,42 \text{ KN/ml}$$

**Calcul a L'ELU :**

**Moments fléchissant :**

Suivant la petite portée:  $M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2$

Suivant la grande portée:  $M_{0y} = \mu_y M_x$

Avec:  $\mu_x$  et  $\mu_y$  :coefficient données en fonction du rapport  $\rho$  et du coefficient du Poisson  $\nu$

$$\rho = 0,95 \text{ et } \nu = 0 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,041 \\ \mu_y = 0,888 \end{array} \right.$$

AN:

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0,041 \times 215,32 \times 4,2^2 = 155,73 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,888 \times 155,73 = 138,29 \text{ KN.m}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de 0.5 aux appuis et 0.75 en travée.

**Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 155,73 = 116,79 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 138,29 = 103,72 \text{ KN.m}$$

**Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 155,73 = -77,86 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 138,29 = -69,14 \text{ KN.m}$$

**Ferraillage :**

Le ferraillage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

Avec:  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 40 \text{ cm}$  ;  $d = 37 \text{ cm}$

Sens	zone	$M_u$ (KN.m)	$\mu_u$	$\beta$	Section	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	s <sub>t</sub> (cm)
xx	Appuis	77,86	0,04	0,980	SSA	6,17	6HA14 = 9,23	10
	Travée	116,79	0,06	0,969	SSA	9,36	8HA14 = 12,31	15
yy	Appuis	69,14	0,035	0,983	SSA	5,46	6HA14 = 9,23	10
	travée	103,72	0,053	0,972	SSA	8,28	8HA14 = 12,31	15

Tableau VII.4 : Ferraillage du radier.

**Vérification à L'ELU :**

a) **condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99) :**

$$\omega_x = \frac{A_{min}^x}{b h} \geq \omega_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \Rightarrow A_{min}^x \geq \omega_0 \frac{3 - \rho}{2} b h$$

Avec  $\omega_0$  : pourcentage de référence qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètre et de la résistance à la compression du béton .

Donc:  $\omega_0 = 0.0008$  pour fe 400

$$A_{min}^x \geq 0.0008 \frac{3-0,95}{2} \times 100 \times 40 = 3,28 \text{ cm}^2$$

Sens	zone	A(cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Observation
xx	Appuis	9.24	3.28	Condition vérifiée
	Travée	12.31		Condition vérifiée
yy	Appuis	9.24		Condition vérifiée
	travée	12.31		Condition vérifiée

Tableau VII.5 : Vérification de la condition de non fragilité.

b) **Vérification des espacements (Art A8.2, 42 BAEL91/modifié 99) :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

**Dans le sens xx :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 40; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

✓  $S_t = 15 \text{ cm} < 33\text{cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

**Dans le sens yy :**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 40; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

✓  $S_t = 15\text{cm} < 45\text{cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

c) **Vérification de la contrainte de cisaillement :**  $\tau_u = \frac{v_u^{max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{Avec : } p = q_{um} l_x l_y = 215,32 \times 4,2 \times 4,4 = 3979,11 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Sens x-x : } V_u = \frac{P}{3 l_y} = \frac{3979,1}{3 \times 4,4} = 301,45 \text{ KN}$$

$$\text{Sens y-y : } V_u = \frac{P}{2 l_y + l_x} = \frac{3979,1}{2 \times 4,4 + 4,2} = 306,08 \text{ KN}$$

AN:

$$\tau_u = \frac{316,08 \times 10^{-3}}{1 \times 0,37} = 0,85 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

✓  $\tau_u = 0,85 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow$  Condition vérifiée.

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**Calcul et vérification à l'E.L.S :**

$$\text{On a : } \rho = 0,95 \text{ et } v = 0,2 \quad \begin{cases} \mu_x = 0,041 \\ \mu_y = 0,888 \end{cases}$$

**Moments fléchissant :**

$$M_{0x} = \mu_x q_s l_x^2 = 0,041 \times 148,42 \times 4,2^2 = 107,34 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_x = 0,888 \times 107,34 = 95,32 \text{ KN.m}$$

**Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 107,34 = 80,5 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 95,32 = 71,5 \text{ KN.m}$$

**Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = -0,5 M_{0x} = -0,5 \times 107,34 = -53,67 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,5 M_{0y} = -0,5 \times 95,32 = -47,66 \text{ KN.m}$$

**Vérification des contraintes**

**Dans le béton :**

On doit vérifier que :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	zone	As (cm <sup>2</sup> )	Ms	$\rho_1$	$\beta_1$	K <sub>1</sub>	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	Obs
X-X	Appuis	9,24	53,67	0,249	0,921	47,89	170,45	348	3,56	15	Cv
	Travée	12,31	80,5	0,326	0,911	41,04	29,66	348	0,72	15	Cv
Y-Y	Appuis	9,24	47,66	0,249	0,921	47,89	170,45	348	3,56	15	Cv
	travée	12,31	71,5	0,326	0,911	41,04	29,66	348	0,72	15	Cv

Tableau VII.6 : Vérification des contraintes à l'ELS.

**Remarque :**

Pour faciliter les travaux de ferrailage, et pour des raisons économiques, il faut adopter un même ferrailage pour tous les panneaux.

**VII-5-6: Ferrailage du débord:**

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

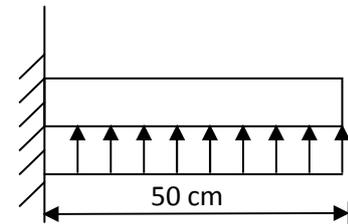


Figure VII.3: Schéma statique du débord.

**Sollicitation de calcul :**

**A l'ELU :**

$$P_u = q_u = 215,32 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u l^2}{2} = \frac{-215,32 \times 0,5^2}{2} = -26,91 \text{ KN.m}$$

**A l'ELS :**

$$P_s = q_s = 148,42 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s l^2}{2} = \frac{-148,42 \times 0,5^2}{2} = -18,55 \text{ KN.m}$$

**Calcul des armatures principales :**

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 37 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{26,91 \times 10^6}{1000 \times 370^2 \times 14,2} = 0,014 < 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,014 \quad \rightarrow \quad \beta = 0,993$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{26,91 \times 10^6}{0,993 \times 370 \times 348} = 2,1 \text{ cm}^2$$

✓ Soit :  $A_a = 6\text{HA}10 = 4,71 \text{ cm}^2$  avec :  $S_t = 15 \text{ cm}$

**Vérification à l'ELU :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 37 \times 2,1}{400} = 4,46 \text{ cm}^2$$

$A_a = 4,71 \text{ cm}^2 > A_{min} = 4,46 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée.

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,17 \text{ cm}^2$$

✓ Soit :  $A_r = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$  avec :  $S_t = 25 \text{ cm}$

**Vérification à l'ELS :**

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

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4,71}{100 \times 37} = 0,127$$

$$\rho_1 = 0,127 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0,941 \quad \rightarrow \quad \alpha_1 = 0,177$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,177}{15(1-0,177)} = 0,014 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{18,55 \times 10^{-3}}{0,941 \times 0,37 \times 4,71 \times 10^{-4}} = 113,12 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,014 \times 113,12 = 1,58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$  Condition vérifiée.

• **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$\sigma_{st} = 113,12 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow$  Condition vérifiée.

**Remarque :**

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

**VII-5-7:Ferrailage de la nervure**

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle 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, dans ce cas le calcul devient classique.

Cas de chargement trapézoïdal :

Moment fléchissant :  $l_m = l_x \left( 0.5 - \frac{l^2}{6} \right)$

Effort tranchant :  $l_t = l_x \left( 0.5 - \frac{l^2}{4} \right)$

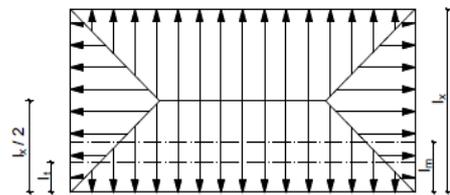


Figure VII.4: Répartition trapézoïdale.

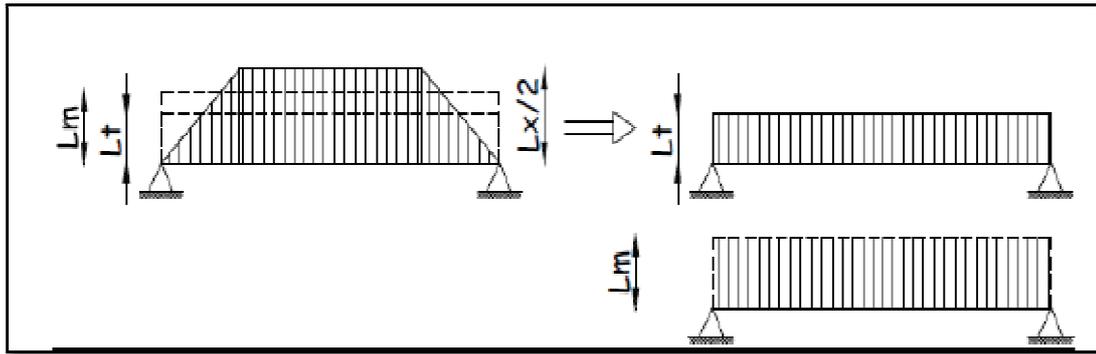
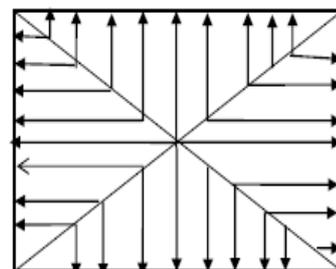


Figure VII.4: Présentation des chargements simplifiés.

Cas de chargement triangulaire :

Moment fléchissant :  $l_m = 0.333x l_x$

Effort tranchant :  $l_t = 0.25x l_x$



Figures VII.5 : Répartition triangulaire.

Déterminations des charges :

$$q_u = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left( 243,3 - \frac{10067,32}{359,76} - \frac{2232}{89,28} \right) \times 1 ml = 190,32 KN/ml$$

$$q_s = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left( 176,4 - \frac{10067,32}{359,76} - \frac{2232}{89,28} \right) \times 1 ml = 123,41 KN/ml$$

Pour les moments fléchissant :

$$Q_U = q_u l_m$$

$$Q_S = q_s l_m$$

Pour les efforts tranchant :

$$Q_U = q_u l_t$$

$$Q_S = q_s l_m$$

**Remarque :**

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

**Sens longitudinale :**

										MOMENT FLECHISSANT				EFFORT TRANCHANT			
travée	panneau	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	ρ	charge	l <sub>m</sub>	l <sub>t</sub>	q <sub>u</sub>	q <sub>s</sub>	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
A-B	1	3,2	4,4	0,72727273	triangulaire	1,0656	0,8	190,32	123,41	202,804992	405,609984	131,505696	263,011392	152,256	304,512	98,728	197,456
	2	3,2	3,6	0,88888889	triangulaire	1,0656	0,8	190,32	123,41	202,804992		131,505696		152,256		98,728	
B-C	1	3,2	4,4	0,72727273	triangulaire	1,0656	0,8	190,32	123,41	202,804992	405,609984	131,505696	263,011392	152,256	304,512	98,728	197,456
	2	3,2	3,6	0,88888889	triangulaire	1,0656	0,8	190,32	123,41	202,804992		131,505696		152,256		98,728	
C-D	1	4,2	4,4	0,95454545	triangulaire	1,3986	1,05	190,32	123,41	266,181552	494,337168	172,601226	320,545134	199,836	371,124	129,5805	240,6495
	2	3,6	4,2	0,85714286	triangulaire	1,1988	0,9	190,32	123,41	228,155616		147,943908		171,288		111,069	
D-E	1	3,6	4,4	0,81818182	triangulaire	1,1988	0,9	190,32	123,41	228,155616	456,311232	147,943908	295,887816	171,288	342,576	111,069	222,138
	2	3,6	3,6	1	triangulaire	1,1988	0,9	190,32	123,41	228,155616		147,943908		171,288		111,069	
E-F	1	4,2	4,4	0,95454545	triangulaire	1,3986	1,05	190,32	123,41	266,181552	494,337168	172,601226	320,545134	199,836	371,124	129,5805	240,6495
	2	3,6	4,2	0,85714286	triangulaire	1,1988	0,9	190,32	123,41	228,155616		147,943908		171,288		111,069	
F-G	1	3,2	4,4	0,72727273	triangulaire	1,0656	0,8	190,32	123,41	202,804992	405,609984	131,505696	263,011392	152,256	304,512	98,728	197,456
	2	3,2	3,6	0,88888889	triangulaire	1,0656	0,8	190,32	123,41	202,804992		131,505696		152,256		98,728	
G-H	1	3,2	4,4	0,72727273	triangulaire	1,0656	0,8	190,32	123,41	202,804992	405,599328	131,505696	263,011392	152,256	304,504	98,728	197,456
	2	3,2	3,6	0,88888889	triangulaire	1,0656	0,8	190,31	123,41	202,794336		131,505696		152,248		98,728	

(Tableau VII.7 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal)).

**Sens transversal:**

travée	panneau	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	ρ	charge	l <sub>m</sub>	l <sub>t</sub>	q <sub>u</sub>	q <sub>s</sub>	MOMENT FLECHISSANT				EFFORT TRANCHANT			
										Q <sub>u</sub>	ΣQ <sub>u</sub>	Q <sub>s</sub>	ΣQ <sub>s</sub>	Q <sub>u</sub>	ΣQ <sub>u</sub>	Q <sub>s</sub>	ΣQ <sub>s</sub>
1-2	1	3,2	4,4	0,72727273	triangulaire	1,0656	0,8	190,32	123,41	202,804992	697,142116	131,505696	452,05083	152,256	523,38	98,728	339,3775
	2	3,6	4,4	0,81818182	triangulaire	1,1988	0,9	190,32	123,41	228,155616		147,943908		171,288		111,069	
	3	4,2	4,4	0,95454545	triangulaire	1,3986	1,05	190,32	123,41	266,181552		172,601226		199,836		129,5805	
2-3	1	3,2	3,6	0,88888889	triangulaire	1,0656	0,8	190,32	123,41	202,804992	697,142116	131,505696	452,05083	152,256	523,38	98,728	339,3775
	2	3,6	3,6	1	triangulaire	1,1988	0,9	190,32	123,41	228,155616		147,943908		171,288		111,069	
	3	4,2	3,6	1,16666667	triangulaire	1,3986	1,05	190,32	123,41	266,181552		172,601226		199,836		129,5805	
3-4	1	3,2	4,4	0,72727273	triangulaire	1,0656	0,8	190,32	123,41	202,804992	697,142116	131,505696	452,05083	152,256	523,38	98,728	339,3775
	2	3,6	4,4	0,81818182	triangulaire	1,1988	0,9	190,32	123,41	228,155616		147,943908		171,288		111,069	
	3	4,2	4,4	0,95454545	triangulaire	1,3986	1,05	190,32	123,41	266,181552		172,601226		199,836		129,5805	

Tableau VII.8 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

**Détermination des sollicitations:**

Pour le calcul des efforts, on utilisera le logiciel ROBOT BAT

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_{amax}$ (KN.m)	1205.44	855.48	1177.69	835.79
$M_{tmax}$ (KN.m)	651.44	462.35	607.74	431.33
$T_{max}$ (KN)	1090.31	771.18	1067.90	755.35

Tableau VII.9 : Les efforts internes dans les nervures.

**Calcul des Armatures :**

**Armatures longitudinales :**

b=45 cm d= 97 cm

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Sens	zone	$M_u$ (KN.m)	$\mu_u$	$\beta$	Section	A (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
xx	Appuis	1205.44	0,200	0,887	SSA	40,25	8HA20(fil) + 2x4HA20(chap) = 50,26
	Travée	651.44	0,108	0,943	SSA	20,46	8HA16(fil) + 4HA14(chap) =22,23
yy	Appuis	1177.69	0,196	0,890	SSA	39,2	8HA20(fil) + 2x4HA20(chap) = 50,26
	travée	607.74	0,101	0,946	SSA	19,03	8HA16(fil) + 4HA14(chap) =22,23

Tableau VII.10: Le ferrailage adopté pour la nervure.

**Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :**

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \phi = 8 \text{ mm}$$

Espacement des armatures :

**En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{lmax} \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min\{25; 24\} = 10 \text{ cm}$$

**En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50\text{cm} \quad \text{Soit :} \quad S_t = 12\text{ cm}$$

Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 55 = 1.65\text{cm}^2$$

Soit :  $A_t=4\text{HA}8=2.01\text{cm}^2$  (deux cadre et un étrier)

**Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins ( $3\text{cm}^2/\text{ml}$ ) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3\text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3\text{ cm}^2$$

On opte pour :  $2\text{HA}14 = 3.08\text{ cm}^2$

**Vérification à l'ELU :**

Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 45 \times 97 \times \frac{2.1}{400} = 5,27\text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$A_a = 50,26\text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,27\text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En travées :

$$A_t = 22,23\text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,27\text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement : ( Effort tranchant)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{Mpa} \right\} = 2.5\text{ Mpa}$$

**Sens longitudinale :**  $T_u^{\max} = 861,7\text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{8617}{45 \times 97} = 1,97\text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Sens transversal:**  $T_u^{\max} = 562.5\text{KN}$

$$\tau_u = \frac{5625}{45 \times 97} = 1,28\text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Dans le béton :**

On doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	zone	As (cm <sup>2</sup> )	Ms	$\rho_1$	$\beta$	K <sub>1</sub>	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	Obs
xx	Appuis	50,26	855.48	1,151	0,855	19,1	29,64	348	1,55	15	Cv
	Travée	22,23	462.35	0,509	0,893	31,62	15,33	348	0,48	15	Cv
yy	Appuis	50,26	835.79	1,151	0,855	19,1	28,95	348	1,52	15	Cv
	travée	22,23	431.33	0,509	0,893	31,62	14,3	348	0,45	15	Cv

Tableau VII.11 : Vérification des contraintes à l'ELS

## CONCLUSION GÉNÉRALE

*Ce projet, fut tout d'abord une très bonne expérience avant le début de la vie professionnelle.*

*En effet, celui-ci ma permis de progresser dans l'apprentissage des méthodes de travail d'un ingénieur et découvrir de multiples notions du Règlement Parasismique Algérien, du BAEL et des divers Documents Techniques Règlementaires ainsi que leurs applications. Il ma également permis de comprendre et d'apprendre énormément de choses très pratiques telles que l'utilisation de quelques logiciels (ROBOT BAT, AOUTOCAD, SOCOTEC...)*

*Particulièrement, ce travail, ma permis d'émettre un regard critique par rapport aux plans d'architectures ce qui ma conduit à les modifier tout en respectant l'économie et les règlements en vigueur.*

*Ce travail effectué lors de ce projet de fin d'études ma permis de sentir la responsabilité d'un ingénieur en génie civil et donc se donner à fond pour assumer cette responsabilité.*

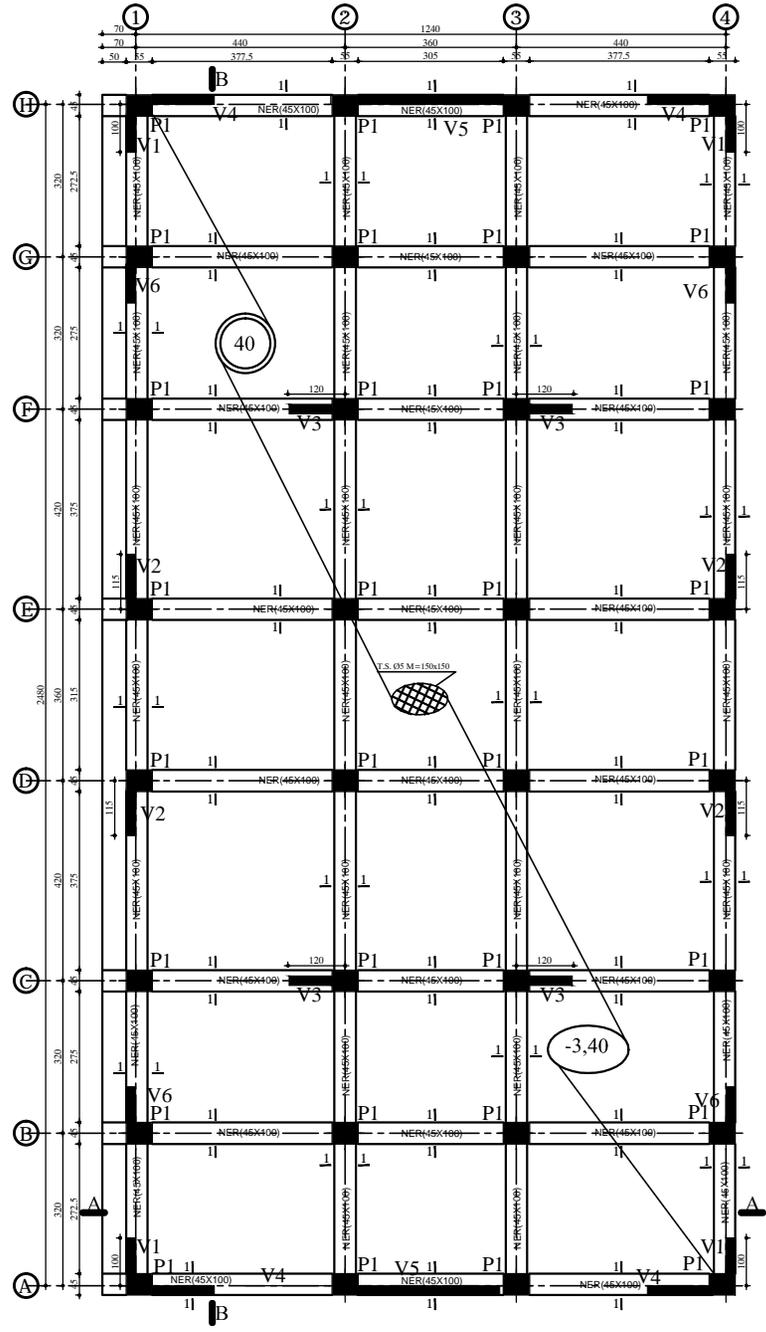
*Espérons que ce modeste travail va être d'un grand apport pour les prochaines promotions car c'est par la mise en commun des connaissances et des expériences que l'on avance.*

# BIBLIOGRAPHIE

- BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- BAEL 91 modifié 99 et DTU associés. Jean, Pierre Mougin
- Pratiques du BAEL 91, cours et exercices corrigés. Jean Perchat, Jean Roux
- Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).
- Formulaire du béton armé Victor DAVIDOVICHI
- DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.
- DTU 13 fondations superficielles.
- CB71 règles de calcul et de conception des charpentes en bois
- Calcul pratique des ossatures des bâtiments en béton armé (bâtiments courants – bâtiments de grande hauteur) Albert Fuentes
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).
- Cour et TD des années de spécialité.
- Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



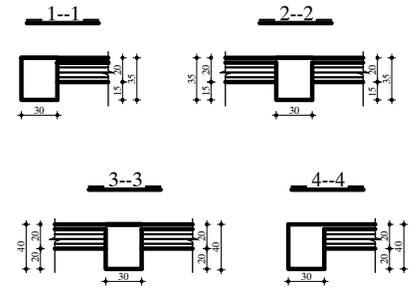
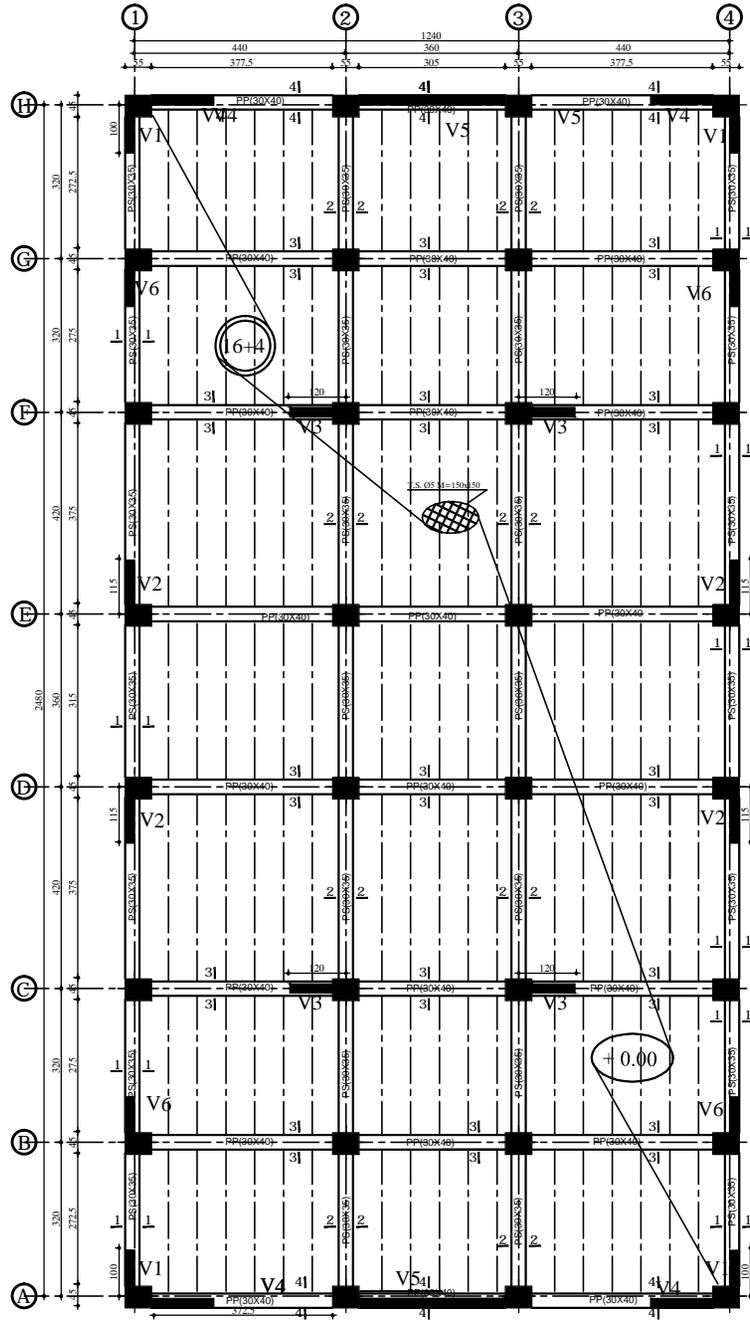
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

 <p>République Algérienne Démocratique et Populaire Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil Université MOULOUD MAMMARI de TIZI-OUZOU</p>	
<p><b>PROJET:</b> Etude d'une structure en R+6+entre sol+charpente en bois</p>	
<p><u>Etudier par:</u> Melle NAMOUS Ratiba</p>	<p><u>PLANS:</u></p>
<p><u>Dirige par:</u> Meme SMAHI</p>	<p>Plan de coffrage du plancher +16,32</p>
<p><u>Promotion:</u> 2017/2018</p>	<p><u>ECHELLE:</u> 1/50</p>

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



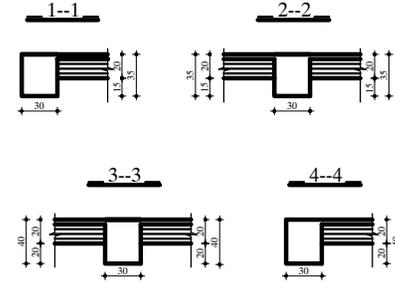
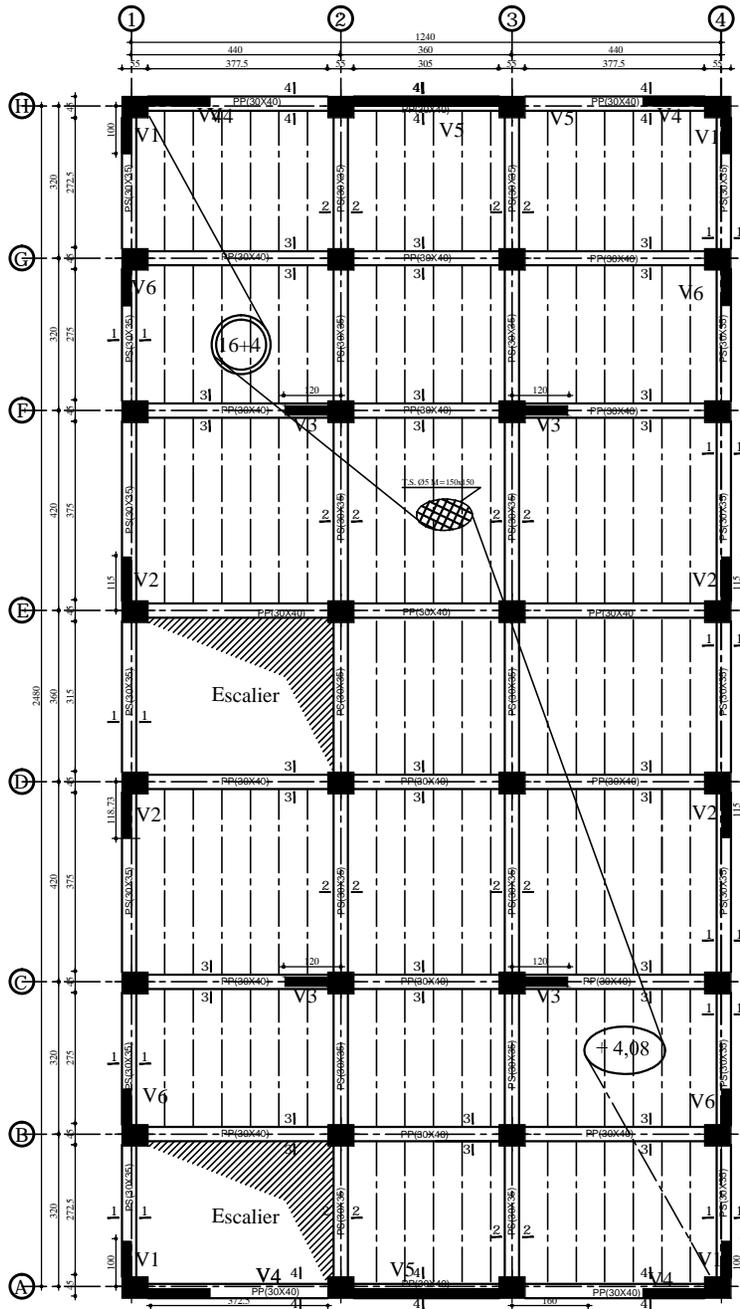
République Algérienne Démocratique et Populaire  
 Faculté de Génie de la Construction  
 Département de Génie Civil  
 Université MOULOUD MAMMARI de TIZI-OUZOU

**PROJET:**  
 Etude d'une structure en R+6+entre sol+ charpente en bois

Etudier par: Melle NAMOUS Ratiba	<b>PLANS:</b> Plan de coffrage du plancher +16,32
Dirige par: Meme SMAHI	
Promotion: 2017/2018	<b>ECHELLE:</b> 1/50

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

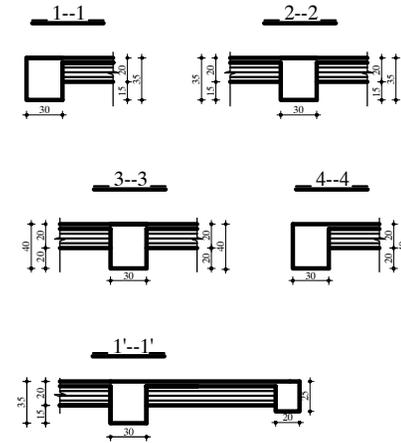
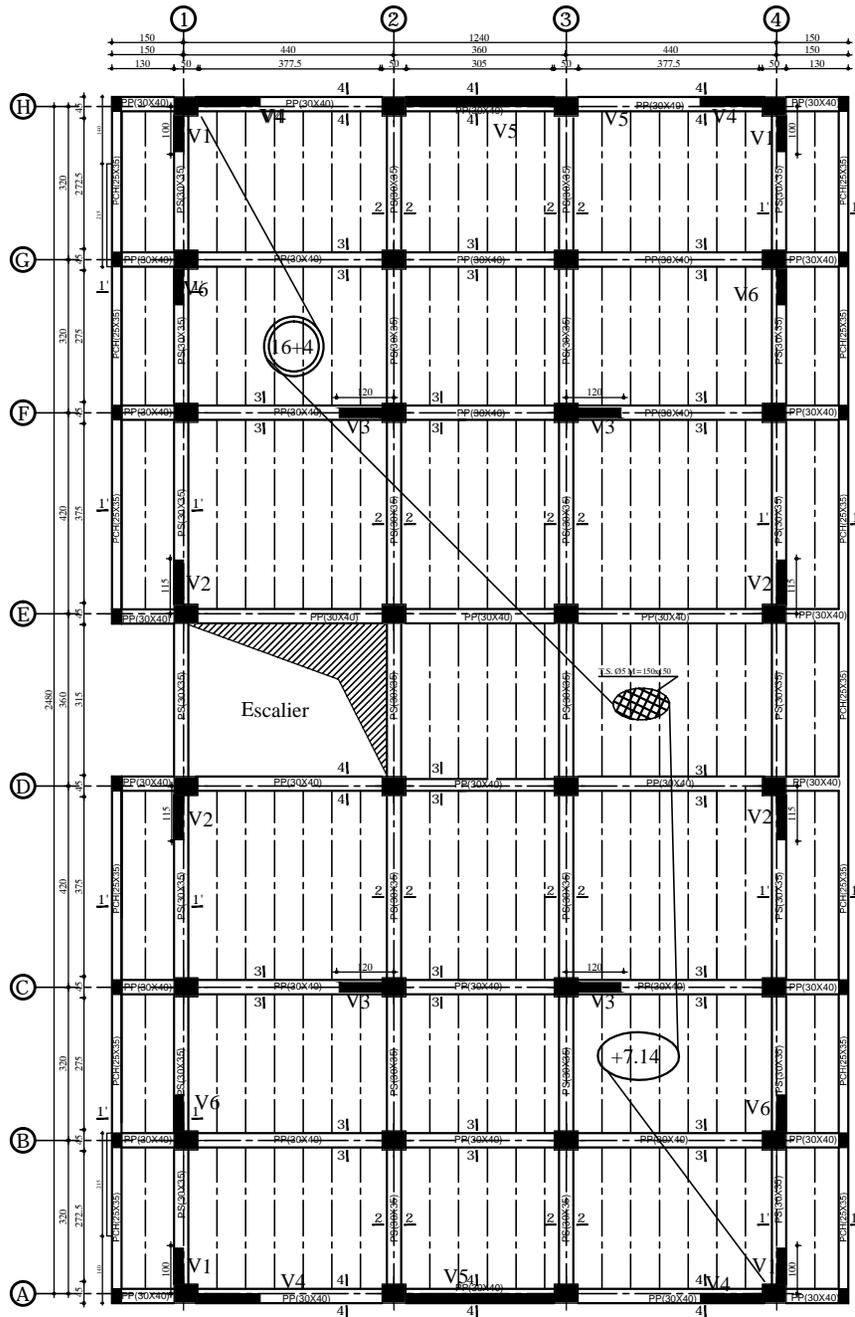
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



République Algérienne Démocratique et Populaire  
 Faculté de Génie de la Construction  
 Département de Génie Civil  
 Université MOULOUD MAMMERY de TIZI-OUZOU

**PROJET:**  
 Etude d'une structure en R+6+entr sol+charpente en bois

Etudier par: Melle NAMOUS Ratiba	<b>PLANS:</b> Plan de coffrage du plancher +16,32
Dirige par: Meme SMAHI	
Promotion: 2017/2018	<b>ECHELLE:</b> 1/50



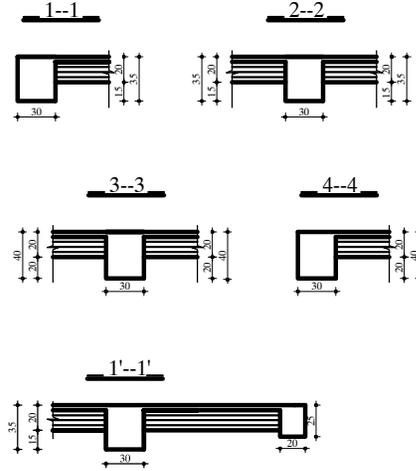
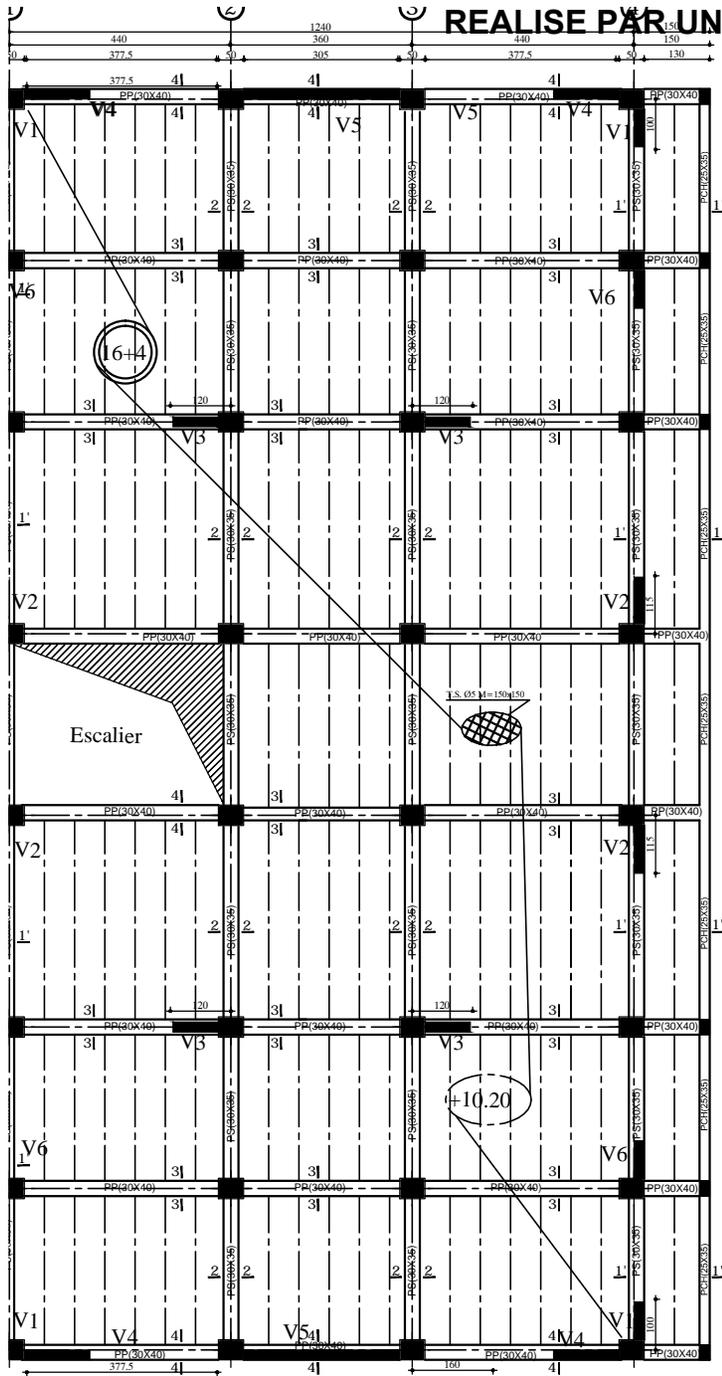
République Algérienne Démocratique et Populaire  
 Faculté de Génie de la Construction  
 Département de Génie Civil  
 Université  
 MOULOUD MAMMERI  
 de TIZI-OUZOU

**PROJET:**  
 Etude d'une structure en R+6+entre  
 sol+charpente en bois

Etudier par: Melle NAMOUS Ratiba	<u>PLANS:</u> Plan de coffrage du plancher +16,32
Dirige par: Meme SMAHI	
Promotion: 2017/2018	<u>ECHELLE:</u> 1/50

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



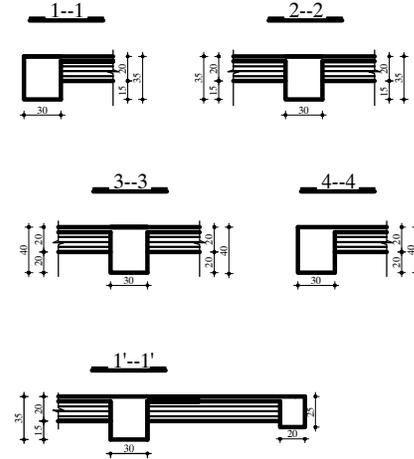
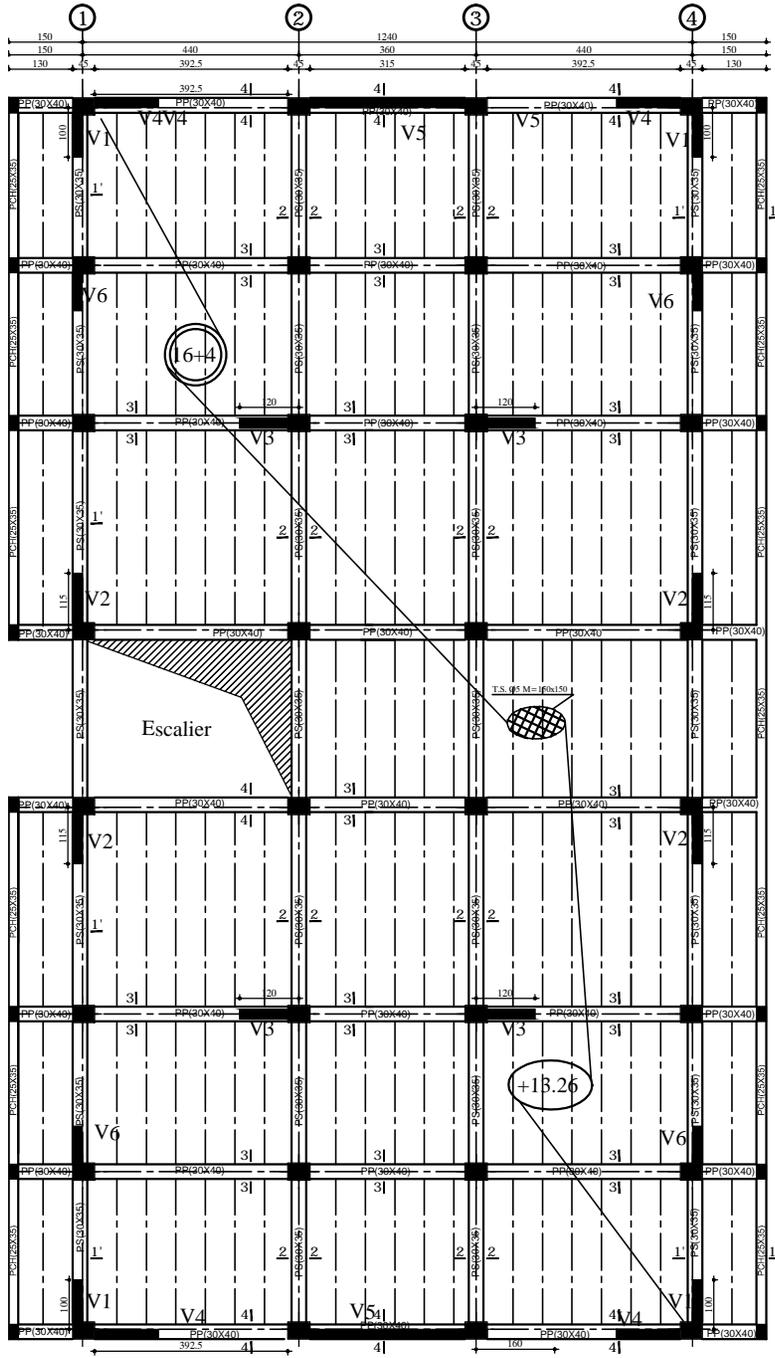
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

<p>République Algérienne Démocratique et Populaire                  Faculté de Génie de la Construction                  Département de Génie Civil                  Université                  MOULOUD MAMMERRI                  de TIZI-OUZOU</p>	
<p><b>PROJET:</b>                  Etude d'une structure en R+6+entree                  sol+ charpente en bois</p>	
<p><u>Etudier par:</u>                  M elle NAMOUS Ratiba</p>	<p><u>PLANS:</u>                  Plan de coffrage du                  plancher +16,32</p>
<p><u>Dirige par:</u>                  Meme SMAHI</p>	
<p>Promotion: 2017/2018</p>	<p><u>ECHELLE:</u>                  1/50</p>

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

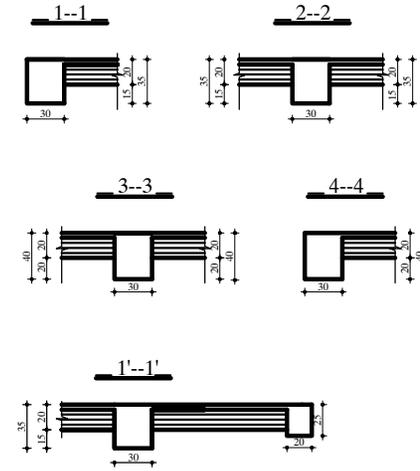
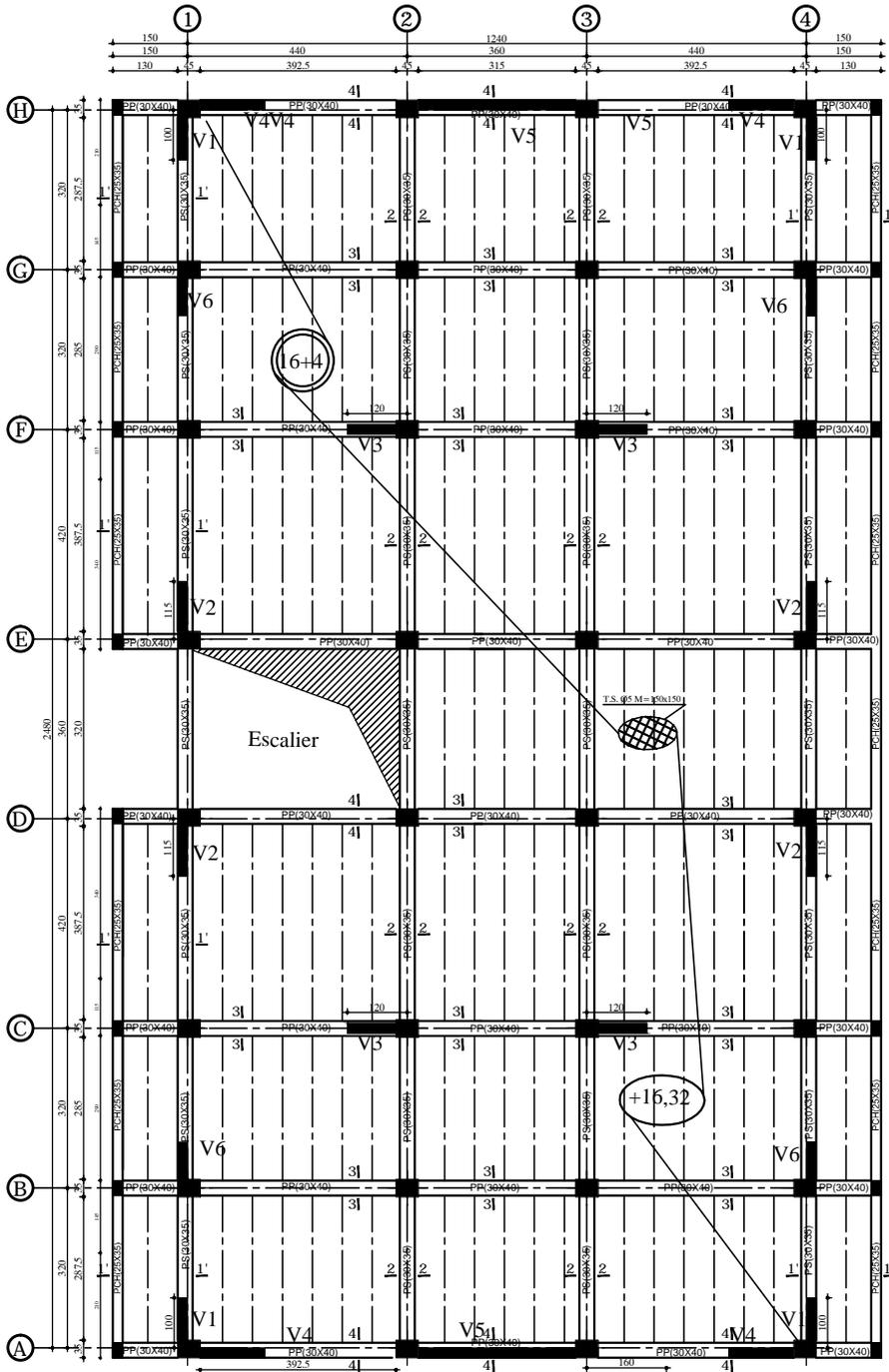
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



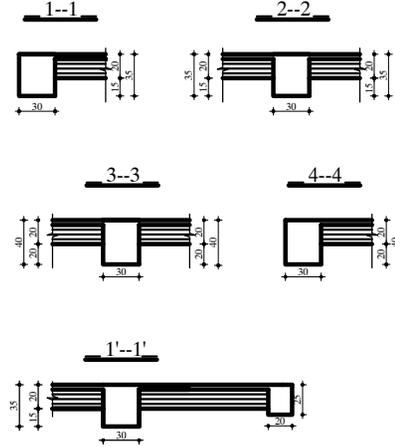
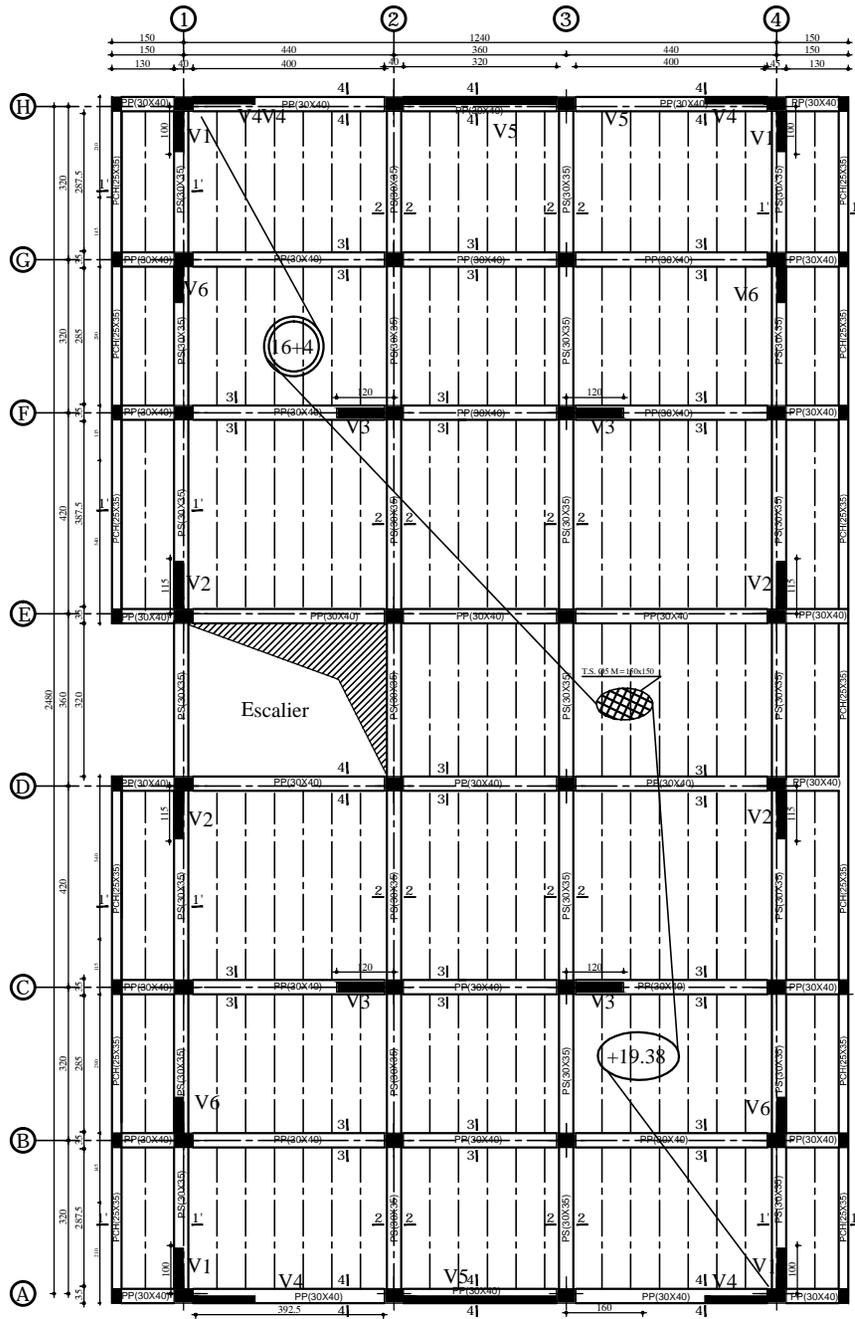
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

 <p>République Algérienne Démocratique et Populaire Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil Université MOULOUD MAMMARI de TIZI-OUZOU</p>	
<p><b>PROJET:</b> Etude d'une structure en R+6+entre sol+charpente en bois</p>	
<p>Etudier par: Melle NAMOUS Ratiba</p>	<p><u>PLANS:</u> Plan de coffrage du plancher +16,32</p>
<p>Dirige par: M<sup>eme</sup> SMAHI</p>	
<p>Promotion: 2017/2018</p>	<p><u>ECHELLE:</u> 1/50</p>



 <p>République Algérienne Démocratique et Populaire                  Faculté de Génie de la Construction                  Département de Génie Civil                  Université MOULOUD MAMMERI                  de TIZI-OUZOU</p>	
<p><b>PROJET:</b>                  Etude d'une structure en R+6+entre                  sol+charpente en bois</p>	
<p>Etudier par:                  Melle NAMOUS Ratiba</p>	<p><u>PLANS:</u>                  Plan de coffrage du                  plancher +16,32</p>
<p>Dirige par:                  Meme SMAHI</p>	
<p>Promotion: 2017/2018</p>	<p><u>ECHELLE:</u>                  1/50</p>



République Algérienne Démocratique et Populaire  
 Faculté de Génie de la Construction  
 Département de Génie Civil  
 Université  
 MOULOUD MAMMERI  
 de TIZI-OUZOU

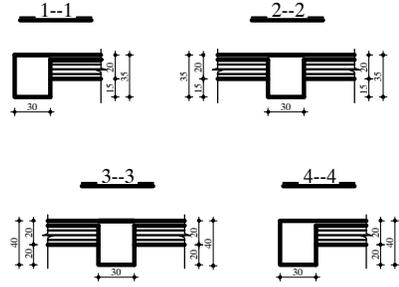
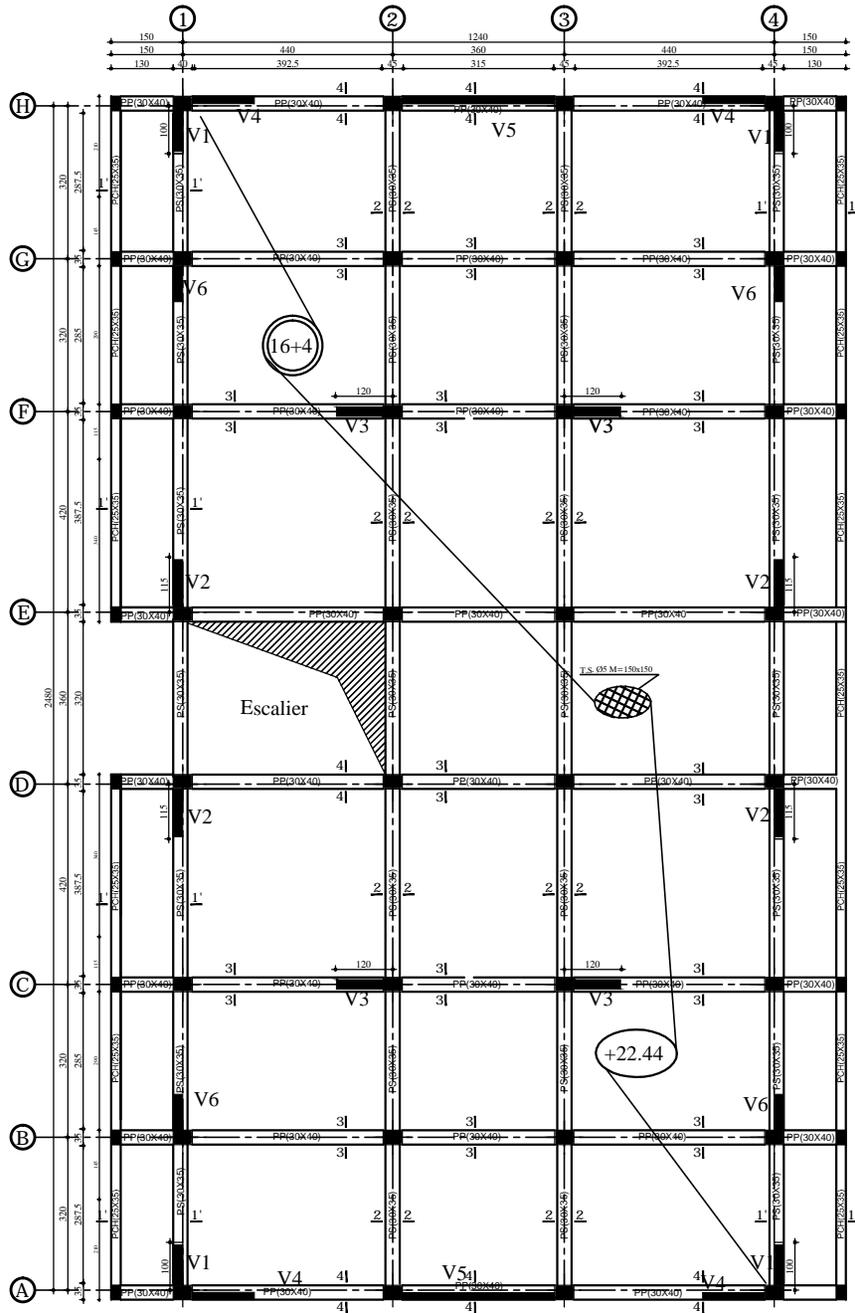
**PROJET:**  
 Etude d'une structure en R+6+entre  
 sol+charpente en bois

<p><b>Etudier par:</b>                  Melle NAMOUS Ratiba</p>	<p><b>PLANS:</b>                  Plan de coffrage du                  plancher +16,32</p>
<p><b>Dirige par:</b>                  Meme SMAHI</p>	
<p>Promotion: 2017/2018</p>	<p><b>ECHELLE:</b>                  1/50</p>

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

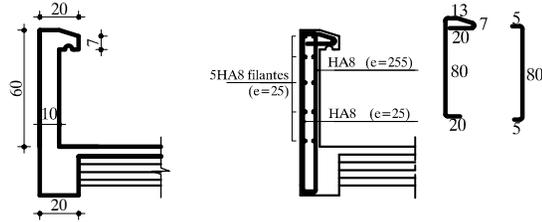
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

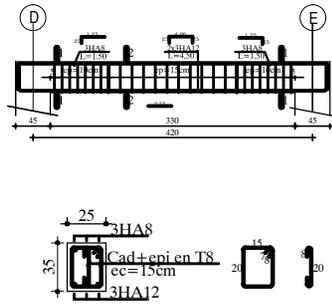


REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

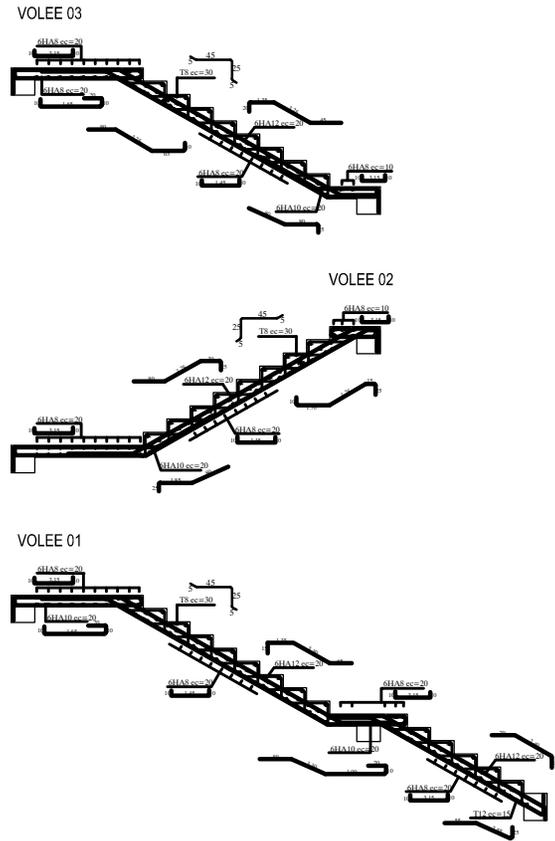
 <p>République Algérienne Démocratique et Populaire Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil Université MOULOUD MAMMERY de TIZI-OUZOU</p>	
<p><b>PROJET:</b> Etude d'une structure en R+6+entre sol+charpente en bois</p>	
<p>Etudier par: Melle NAMOUS Ratiba</p>	<p><b>PLANS:</b> Plan de coffrage du plancher +16,32</p>
<p>Dirige par: Meme SMAHI</p>	
<p>Promotion: 2017/2018</p>	<p><b>ECHELLE:</b> 1/50</p>



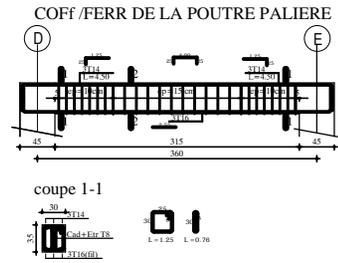
<p>République Algérienne Démocratique et Populaire                  Faculté de Génie de la Construction                  Département de Génie Civil                  Université                  MOULOUD MAMMERI                  de TIZI-OUZOU</p>	
<p><b>PROJET:</b>                  Etude d'une structure en R+6+entre                  sol+charpente en bois</p>	
<p><u>Etudier par:</u>                  Melle NAMOUS Ratiba</p>	<p><u>PLANS:</u>                  Plan de ferrailage                  de l'acrotère</p>
<p><u>Dirige par:</u>                  Meme SMAHI</p>	
<p><u>Promotion:</u> 2017/2018</p>	<p><u>ECHELLE:</u>                  1/50</p>



<p>République Algérienne Démocratique et Populaire                  Faculté de Génie de la Construction                  Département de Génie Civil                  Université                  MOULOUD MAMMERRI                  de TIZI-OUZOU</p>	
<p><b>PROJET:</b>                  Etude d'une structure en R+6+entre                  sol+charpente en bois</p>	
<p><u>Etudier par:</u>                  Melle NAMOUS Ratiba</p>	<p><u>PLANS:</u>                  Plan de ferrailage                  de la poutre de                  chainage</p>
<p><u>Dirige par:</u>                  Meme SMAHI</p>	
<p><u>Promotion:</u> 2017/2018</p>	<p><u>ECHELLE:</u>                  1/50</p>



<p>République Algérienne Démocratique et Populaire                  Faculté de Génie de la Construction                  Département de Génie Civil                  Université                  MOULOUD MAMMERI                  de TIZI-OUZOU</p>	
<p><b>PROJET:</b>                  Etude d'une structure en R+6+entre                  sol+charpente en bois</p>	
<p><u>Etudier par:</u>                  Melle NAMOUS Ratiba</p>	<p><u>PLANS:</u>                  Plan de ferrailage                  des Escaliers</p>
<p><u>Dirige par:</u>                  Meme SMAHI</p>	
<p><u>Promotion:</u> 2017/2018</p>	<p><u>ECHELLE:</u>                  1/50</p>

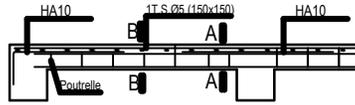
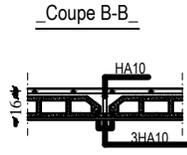
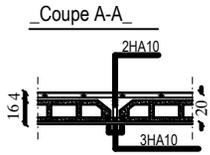


 <p>République Algérienne Démocratique et Populaire                  Faculté de Génie de la Construction                  Département de Génie Civil                  Université                  MOULOUD MAMMERRI                  de TIZI-OUZOU</p>	
<p><b>PROJET:</b>                  Etude d'une structure en R+6+entre                  sol+charpente en bois</p>	
<p><u>Etudier par:</u>                  Melle NAMOUS Ratiba</p>	<p><u>PLANS:</u>                   Plan de ferrailage                  de poutre palière</p>
<p><u>Dirige par:</u>                  Meme SMAHI</p>	
<p><u>Promotion:</u> 2017/2018</p>	<p><u>ECHELLE:</u>                  1/50</p>

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



 <p>République Algérienne Démocratique et Populaire Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil Université MOULOUD MAMMERY de TIZI-OUZOU</p>	
<p><b>PROJET:</b> Etude d'une structure en R+6+entre sol+charpente en bois</p>	
<p><u>Etudier par:</u> Melle NAMOUS Ratiba</p>	<p><u>PLANS:</u> Plan de ferrailage des poutrelles</p>
<p><u>Dirige par:</u> Meme SMAHI</p>	
<p><u>Promotion:</u> 2017/2018</p>	<p><u>ECHELLE:</u> 1/50</p>

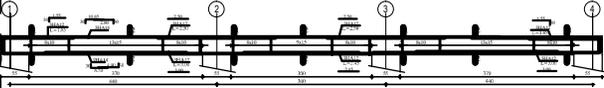
R UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



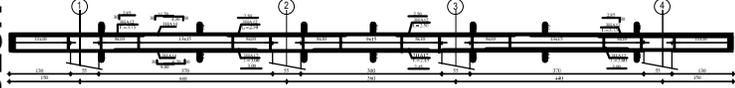
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

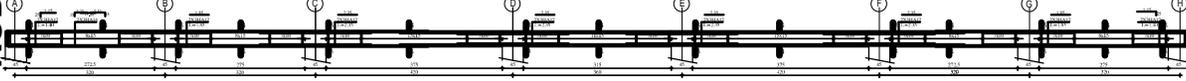
FILE B,D,E et G: PP(30x40),NIV +0.00 Jusqu'au NIV +4.08



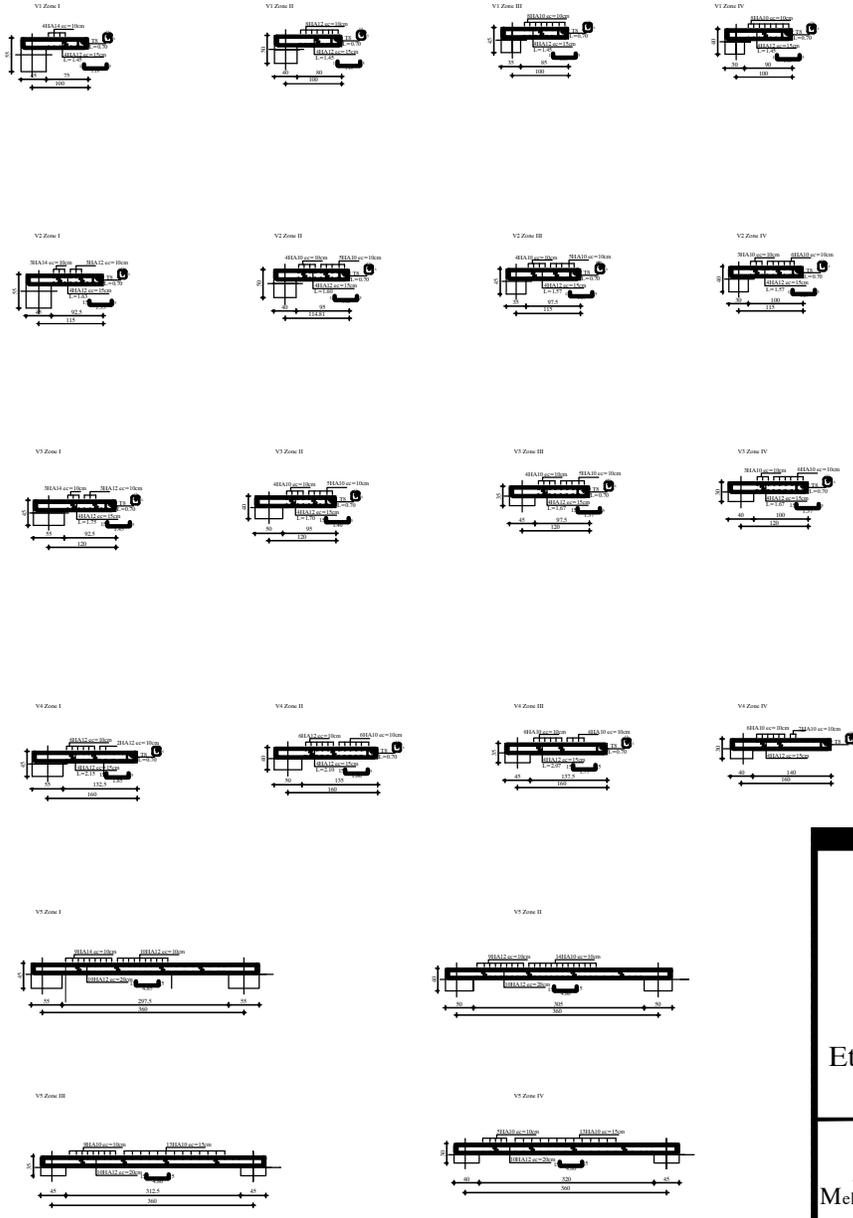
FILE B,D,E et G: PP(30x40),NIV +7.14 Jusqu'au NIV +22.44



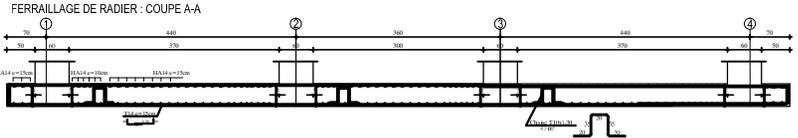
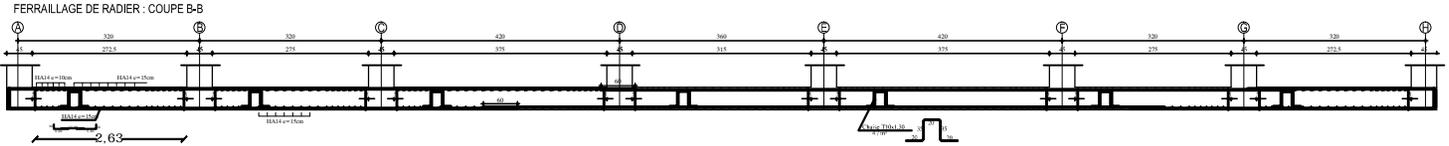
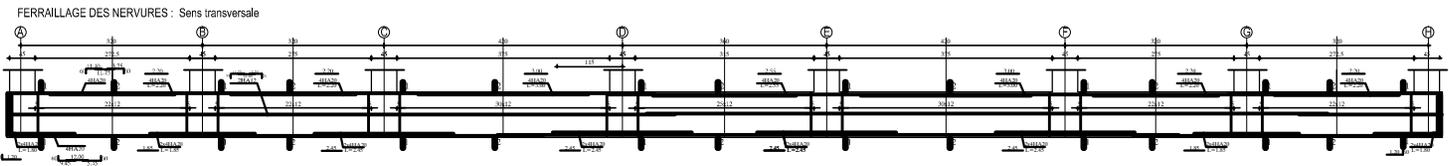
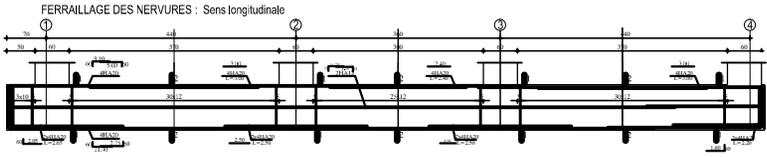
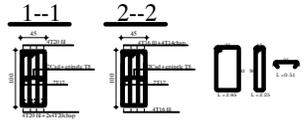
Axe 2 et 3: PS(30x35),NIV+0.00 Jusqu'aux NIV+22.44



 <p>République Algérienne Démocratique et Populaire Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil Université MOULOUD MAMMERI de TIZI-OUZOU</p>	
<p><b>PROJET:</b> Etude d'une structure en R+6+entre sol+ charpente en bois</p>	
<p><u>Etudier par:</u> Meille NAMOUS Ratiba</p>	<p><u>PLANS:</u> Plan de ferrailage des poutres principales et secondaires</p>
<p><u>Dirige par:</u> Meme SMAHI</p>	
<p><u>Promotion:</u> 2017/2018</p>	<p><u>ECHELLE:</u> 1/50</p>



Etude d'une structure en R+6+entre sol+charpente en bois	
Etudier par: Melle NAMOUS Ratiba	<u>PLANS:</u> Plan de ferrailage des voiles
Dirige par: M <sup>eme</sup> SMAHI	
Promotion: 2017/2018	<u>ECHELLE:</u> 1/50



3095.39

0.172